CONTROL DE EROSIÓN en zonas tropicales

JAIME SUÁREZ DÍAZ

Ediciones
Universidad Industrial de Santander

CONTROL DE EROSIÓN en zonas tropicales

JAIME SUÁREZ DÍAZ

Profesor Escuela de Ingeniería Civil
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
Bucaramanga - Colombia

Asesor
CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA
LA DEFENSA DE LA MESETA DE BUCARAMANGA
CDMB

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES SOBRE EROSIÓN Y DESLIZAMIENTOS

CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES
Jaime Suárez Díaz

© 2001, Jaime Suárez Díaz

ISBN 958-33-2734-4

Diseño de cubierta y diagramación:
División Editorial y de Publicaciones
Universidad Industrial de Santander

Dibujos:
Clímaco Acevedo P.
Revisión:
William Vargas F.

Impresión:
División Editorial y de Publicaciones
Universidad Industrial de Santander

Fotografía de la Cubierta:
Río Chicamocha

Publicación:
Noviembre de 2001

Número de ejemplares: 1500

Prohibida su reproducción, por cualquier medio, sin la autorización expresa, escrita del autor.

Distribuido por:
Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos — Ingeniería de Suelos Ltda,
Calle 41 No. 28 - 33 Bucaramanga, Colombia.
Fax : 634 1255 - 645 7507
E Mail: erosion@b-manga.multi.net.co

Librería UIS
Carrera 27 Calle 9, Teléfono 634 8418 Telefax 632 8212
E-mail: publicac@uis.edu.co
Bucaramanga - Colombia

A todos mis alumnos
y en especial a aquellos que han aplicado mis enseñanzas

Contenido

PRESENTACIÓN

CAPÍTULO 1

LA EROSIÓN – CONCEPTOS BÁSICOS

1.1 Hidrología 16
1.1.1 Las lluvias 16
1.1.2 La escorrentía 22
1.1.3 Infiltración 24
1.2 La cuenca 26
1.3 Régimen de caudales 28
1.3.1 Vida útil y período de retorno 29
1.3.2 Hidrograma de una creciente 30
1.3.3 Metodologías para el cálculo del caudal 33
1.4 Ecuación universal de la erosión 38
1.4.1 Índice de erosión pluvial – R 38
1.4.2 Índice de erosionabilidad del suelo – K 39
1.4.3 Factores topográficos L y S 39
1.4.4 Factor cobertura vegetal del suelo – C 41
1.4.5 Factor de prácticas de conservación – P 41
1.5 Mecanismos de erosión 42
1.6 Concepto de fuerza tractiva 44
1.6.1 Cálculo de la fuerza tractiva 44
1.6.2 Resistencia del suelo a la fuerza tractiva 46
1.6.3 Velocidades a las cuales se produce erosión 47
1.7 Erosionabilidad 48

1.7.1 Factores que afectan la erosionabilidad 48
1.7.2 Erosionabilidad en suelos no cohesivos 49
1.7.3 Erosionabilidad en suelos cohesivos 49
1.7.4 Erosionabilidad en suelos residuales 50
1.7.5 Las arcillas dispersivas 50
1.8 Ensayos de erosionabilidad 53

CAPÍTULO 2

TIPOS DE EROSIÓN Y SU CONTROL

2.1 Erosión por el viento 58
2.2 Erosión por gotas de lluvia 60
2.3 Erosión laminar 62
2.4 Erosión en surcos 62
2.5 Erosión en cárcavas 66
2.5.1 Procesos de carcavamiento 66
2.5.2 Tipos de cárcava 69
2.5.3 Causas de la formación de cárcavas 72
2.5.4 Cálculo de la erosión en cárcavas 73
2.5.5 Control de la erosión en cárcavas 73
2.6 Erosión interna 75
2.7 Erosión en corrientes de agua 78
2.8 Erosión en masa 78
2.9 Metodología para la planeación y diseño de obras de control de erosión 78
2.9.1 Alternativas de manejo o estabilización 78
2.9.2 Método general de diseño 82

CAPÍTULO 3

EROSIÓN EN RÍOS Y CORRIENTES DE AGUA

3.1 Etapas de la corriente de agua 86
3.1.1 Etapa de formación o niñez 87
3.1.2 Etapa de juventud 88
3.1.3 Etapa de madurez 88
3.1.4 Etapa de vejez 89
3.2 Hidráulica de ríos 89
3.2.1 Parámetros fundamentales 89
3.2.2 Clasificación del flujo 89
3.2.3 Ecuación fundamental del flujo 90
3.2.4 Perfil de velocidades 91
3.2.5 Tipo de flujo 91
3.3 La erosión hidráulica 94
3.3.1 Propiedades de los sedimentos 95
3.3.2 Transporte de sedimentos 96
3.3.3 Origen de los sedimentos 97
3.3.4 Forma y rugosidad de la superficie de fondo 97

3.4 Morfología fluvial 100
3.4.1 Perfil longitudinal del río 100
3.4.2 Sección transversal del río 100
3.4.3 Propiedades morfológicas de los ríos 102
3.4.4 Clasificación de los caudales 106
3.4.5 Canales semirectos 106
3.4.6 Canales sinuosos 107
3.4.7 Canales trenzados 107
3.4.8 Canales anaramificados 110
3.4.9 Corrientes de alta montaña (Torrentes) 110
3.4.10 Deltas 112
3.4.11 Canales meándricos 112
3.5 Efectos de la geología sobre la morfología fluvial 119
3.6 Dinámica fluvial 120
3.6.1 Efectos de la intervención antrópica 120
3.6.2 Tipos de inestabilidad 123
3.7 Metodología de análisis de la dinámica de corrientes 130

CAPÍTULO 4

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

4.1 Fundamentos de la socavación 137
4.1.1 Componentes de la socavación 137
4.1.2 Instrumentación de la socavación 139
4.2 Socavación general 140
4.2.1 Cálculo de la socavación general 141
4.2.2 Socavación general en casos específicos 141
4.3 Socavación por contracción del cauce 144
4.4 Socavación en estribos de puentes 149
4.5 Socavación en las pilas de puentes 151
4.5.1 Factores que afectan la socavación en pilas 151
4.5.2 Métodos de cálculo 152
4.5.3 Ancho de las fosas de socavación en pilas de puentes 155
4.6 Socavación en espigones 157
4.7 Socavación en alcantarillas y box coulverts 158
4.8 Socavación en el pie de un vertedero 158
4.9 Sistemas de control de la socavación 160

CAPÍTULO 5

EROSIÓN EN MASA – FLUJOS Y AVALANCHAS

5.1 Modelos de fluido en avalanchas 170
5.1.1 Flujo Newtoniano (Modelo de Manning) 170
5.1.2 Flujo de Bingham 170
5.1.3 Modelo de fluido dilatante 171
5.2 Tipos principales de flujo 174

5.2.1 Flujos de lodo 174
5.2.2 Flujos hiperconcentrados granulares 177
5.2.3 Flujos de detritos (Debris Flows) 179
5.3 Características generales de las avalanchas 181
5.4 Mecanismos de formación de avalanchas de tierra 185
5.4.1 Deslizamientos de tierra generalizados por lluvias intensas 185
5.4.2 Avalanchas por deslizamientos aislados 187
5.4.3 Represamiento de cauces de agua 188
5.4.4 Avalanchas por caudales y velocidades extraordinarias en cauces de agua 188
5.4.5 Eventos sísmicos 189
5.4.6 Flujos piroclásticos 189
5.4.7 Deshielo de nevados 189
5.5 Procedimiento de modelación de avalanchas de tierra 190

CAPÍTULO 6

MATERIALES PARA EL CONTROL DE EROSIÓN

6.1 Los geosintéticos 194
6.1.1 Geomembranas 194
6.1.2 Geotextiles 196
6.1.3 Geomallas o GEOGRILLAS 201
6.1.4 Geocompuestos 204
6.1.5 Mantos sintéticos para el control de erosión (Synthetic erosion control blankets) 204
6.1.6 Esterillas tridimensionales (Turf reinforcement mats) 205
6.1.7 Matriz de hilos sintéticos continuos 206
6.1.8 Fibras sintéticas sostenidas por un pegante 207
6.2 Los textiles orgánicos 208
6.2.1 Tejidos orgánicos 208
6.2.2 Mantos orgánicos (Blankets) 208
6.2.3 Especificaciones para la colocación de tejidos y mantos 209
6.3 Fajinas prefabricadas 212
6.4 Barreras de sedimentos 214
6.5 Los geomoldes 214
6.6 Los prefabricados de concreto 217
6.7 Los filtros granulares 219
6.8 Los enrocados (Rip-Rap) 220
6.9 Mulching y protectores de la vegetación 222
6.10 Controladores de polvo fugitivo 225

CAPÍTULO 7

LOS GAVIONES

7.1 Composición del gavión 227
7.1.1 Alambres galvanizados 228
7.1.2 Las mallas 231
7.1.3 Las unidades de gaviones 235

7.2 Proceso constructivo de los gaviones 236
7.3 Especificaciones para gaviones 241
7.3.1 Especificaciones Maccaferri 241
7.3.2 Especificaciones INVIAS – Colombia 242
7.4 Muros en gaviones 243
7.5 Revestimientos con gaviones 247
7.6 Tierra reforzada con gaviones 250

CAPÍTULO 8

LA VEGETACIÓN

8.1 Efectos de la vegetación 254
8.1.1 Efectos hidrológicos 254
8.1.2 Efectos hidráulicos 257
8.1.3 Efectos de refuerzo del suelo 258
8.1.4 Efectos de la deforestación 262
8.1.5 Efectos negativos de la vegetación 263
8.1.6 La vegetación y la erosión 263
8.2 Propiedades de las plantas 264
8.2.1 Parámetros a tener en cuenta en el diseño 264
8.2.2 Las raíces 265
8.2.3 Caracterización para control de erosión 269
8.3 Diseño de los componentes vegetativos 271
8.3.1 Análisis del sitio 271
8.3.2 Vegetación nativa 271
8.3.3 Diseño del tipo de especie vegetal 272
8.4 Especies vegetales 274
8.4.1 Pastos 274
8.4.2 Hierbas y juncos 278
8.4.3 Árboles y arbustos 278
8.5 Los nutrientes 285
8.5.1 Nutrientes naturales 285
8.5.2 Colocación de nutrientes 286

CAPÍTULO 9

BIOINGENIERÍA Y BIOTECNOLOGÍA

9.1 Manejo y establecimiento de la vegetación 291
9.1.1 Métodos de vegetalización 291
9.1.2 Vegetación en taludes de alta pendiente 302
9.1.3 Revegetalización en las zonas tropicales 303
9.2 Sistemas de bioingeniería 305
9.2.1 Hileras de vegetación 305
9.2.2 Hileras de matorral 306
9.2.3 Fajinas (Wattles) 306
9.2.4 Cajones de ramas 309

9.2.5 Capas de enramados ... 309
9.2.6 Revestimiento con enramados ... 312
9.2.7 Cubiertas vivas ... 313
9.2.8 Enzarzado ... 315
9.2.9 Trinchos con vegetación ... 316
9.2.10 Taludes en escalera ... 316
9.2.11 Ramas empacadas ... 317
9.2.12 Revegetalización de cárcavas ... 317
9.2.13 Especificaciones para la construcción de obras de ingeniería ... 318
9.3 Protección de la vegetación ... 323
9.3.1 Colocación de capas germinadoras (Mulching) ... 323
9.3.2 Refuerzo y protección con telas orgánicas o sintéticas ... 323
9.3.3 Esterillas tridimensionales (TRMs) ... 326
9.3.4 Fibras con emulsión asfáltica ... 326
9.3.5 Refuerzo con enmallado metálico ... 327
9.3.6 Uso de sistemas sintéticos de confinamiento del suelo ... 327
9.4 Vegetalización de estructuras ... 329
9.4.1 Rip-Rap vegetalizado ... 329
9.4.2 Muros criba vegetalizados ... 329
9.4.3 Colchonetas de gaviones vegetalizados ... 332
9.4.4 Muros en gaviones vegetalizados ... 332
9.4.5 Muros de piedra vegetalizados ... 332
9.5 Vegetalización de las orillas de los ríos ... 334
9.5.1 Sistemas de vegetalización de orillas ... 334
9.5.2 Guía para el diseño de obras de bioingeniería para estabilizar riberas de corrientes ... 344
9.6 Planeación y diseño de obras utilizando biotecnología ... 347

CAPÍTULO 10

CONTROL DE EROSIÓN EN TALUDES Y OBRAS DE INGENIERÍA

10.1 Diseño de taludes ... 350
10.2 Manejo de las aguas de escorrentía ... 355
10.2.1 Drenaje superficial ... 356
10.2.2 Tipos de canal ... 357
10.2.3 Diseño de canales ... 362
10.2.4 Canales colectores y disipadores ... 365
10.3 Protección de la superficie del talud ... 369
10.3.1 Barreras para el control de surcos y cárcavas ... 371
10.4 Estabilización de cárcavas ... 374
10.5 Control de erosión durante la construcción de obras civiles ... 374
10.6 Protección de los taludes de las carreteras ... 380
10.7 Protección de derechos de vía de oleoductos ... 388
10.8 Control de erosión en zonas urbanas ... 391
10.8.1 Áreas de amortiguación junto a las corrientes de agua (Riparian Buffer) ... 391

10.8.2 Protección y construcción de bajos y pantanos (Swales) 393
10.8.3 Control de erosión en áreas de recreación pasiva 393
10.9 Control de erosión en rellenos de residuos 393
10.10 Control de erosión en zonas rurales 396
10.11 Manejo de cuencas para el control de erosión 398

CAPÍTULO 11

REVESTIMIENTOS Y MUROS

11.1 Criterios Generales de Diseño 403
11.2 Comportamiento de los revestimientos 405
11.2.1 Esfuerzos sobre el revestimiento 405
11.3 Procedimientos para el diseño de revestimientos 408
11.3.1 Cálculo del espesor requerido de revestimiento 410
11.3.2 Cálculo del tamaño de los bloques o elementos individuales 412
11.3.3 Protección de los revestimientos 416
11.4 Revestimientos con enrocado 417
11.5 Revestimientos con bloques de concreto 424
11.6 Revestimientos de concreto 432
11.7 Revestimientos utilizando colchones de gaviones 440
11.8 Revestimientos utilizando asfalto 442
11.9 Revestimientos blandos 443
11.10 Revestimientos con suelo 446
11.11 Muros de contención 448
11.11.1 Muros en concreto 448
11.11.2 Tablestacas 451
11.11.3 Muros criba 452
11.11.4 Muros en gaviones 453
11.11.5 Muros en tierra reforzada 454
11.11.6 Pantallas ancladas de concreto o mortero lanzado 459

CAPÍTULO 12

ESPIGONES

12.1 Diseño del canal de una corriente 464
12.2 Tipos de estructura lateral 466
12.3 Diseño de espigones 469
12.3.1 Localización en planta 471
12.3.2 Separación entre espigones 471
12.3.3 Orientación de los espigones 476
12.4 Patrones de flujo en ríos con espigones 481
12.5 Cálculo de la socavación en espigones 484
12.6 Miniespigones 485
12.7 Estructuras retardadoras 485
12.8 Muros y estructuras longitudinales 487

CAPÍTULO 13

CONTROL DE FONDO DE CORRIENTES

13.1 Tipos de control de fondo de cauces 492
13.2 Fijación del fondo del canal 498
13.2.1 Diseño de la pendiente del cauce 500
13.2.2 Determinación del número y altura de las estructuras 500
13.2.3 Tipos de estructura 501
13.2.4 Partes de una estructura vertedero 503
13.2.5 Diseño de un vertedero 507
13.2.6 Diseño del pozo de aquietamiento 511
13.2.7 Diseño de vertederos en gradería 521
13.3 Materiales para la construcción de estructuras de control de fondo de cauces 522
13.4 Estabilidad de las estructuras 522

CAPÍTULO 14

ESTRUCTURAS MARINAS

14.1 Erosión por oleaje 526
14.2 Niveles de agua del mar 528
14.3 Caracterización de las olas 531
14.3.1 Movimiento de las olas 531
14.4 Estructuras para el control de la erosión marina 533
14.4.1 Muros rígidos 533
14.4.2 Espigones marinos 533
14.4.3 Rompeolas 539
14.4.4 Revestimientos 542
14.5 Peso de los elementos individuales 545

Presentación

Es para mí motivo de gran satisfacción presentar a la Ingeniería Latinoamericana el libro CONTROL DE EROSION – EN ZONAS TROPICALES, el cual intenta resumir el estado de conocimiento actual en la ciencia y el arte de control de erosión. Con un enfoque hacia los problemas más importantes de erosión en América tropical, pero dentro de una perspectiva tecnológica global, incorporando los últimos avances a nivel mundial.

Este libro es un resumen de los modelos conceptuales y matemáticos de los mecanismos de erosión y un estado del arte de las prácticas de ingeniería en el control de la erosión.

La erosión es uno de los procesos que mayor daño ha causado al medio ambiente tropical. La erosión y sedimentación de nuestros ríos, las avalanchas producto del mal manejo del suelo, la desaparición acelerada de los suelos orgánicos, producto de la deforestación, amenazan con acabar la reserva ecológica más importante de la tierra. A pesar de los avances tecnológicos en la tecnología de control de erosión, los problemas de erosión son hoy más extensos y severos, y la necesidad de conocimientos sobre el control de la erosión son cada día más necesarios.

En Colombia al igual que en otros países de la región se han desarrollado algunas tecnologías criollas, con muy poco análisis de laboratorio pero con una gran cantidad de ensayos en campo; y algunas de ellas han tenido éxitos sorprendentes. Sin embargo, existen muy pocas guías publicadas que muestren la efectividad y limitaciones de estos sistemas.

Debido a la influencia de los países desarrollados, acelerada por la apertura de los mercados, existe una tendencia muy marcada a emular la tecnología de los Estados Unidos o de Europa; lo cual tiene unas ventajas debido a la existencia de materiales específicos para el control de erosión, publicaciones, sistemas de diseño y programas de Software; sin embargo, el control de la erosión depende en gran parte de las condiciones geológicas, climáticas, topográficas y ambientales del sitio y las prácticas que funcionaron con éxito para resolver un problema en otros países no necesariamente funcionan en el nuestro. Muchos expertos internacionales han tenido fracasos rotundos tratando de resolver problemas de erosión en países tropicales en condiciones para ellos totalmente desconocidas.

Los problemas de erosión en las montañas de los países tropicales son mucho más difíciles de resolver que los problemas que se enfrentan en los Estados Unidos y en Europa. La profundidad y la rapidez de la meteorización, la alta erosionabilidad de los materiales, la tectónica, la topografía y sobre todo la intensidad de las lluvias hace que los problemas de erosión sean especialmente difíciles.

Ha existido en nuestro medio una cultura de subestimar la tecnología de los sistemas de bioingeniería. Muy pocos ingenieros en el medio Latinoamericano conocen siquiera el nombre de las especies vegetales que podrían utilizarse para el control de la erosión. Las escuelas de Ingeniería no preparan adecuadamente a los profesionales en estas materias, existiendo un desconocimiento sobre lo que la vegetación puede hacer en un contexto de ingeniería.

La vegetación en Latinoamérica no se considera una obra de ingeniería, y se prefieren las obras duras en concreto o gaviones, sobre las cuales si existe un mejor conocimiento ingenieril.

Este manual pretende llenar parte de ese vacío cultural y aunque es escrito por un Ingeniero, con conocimientos limitados sobre vegetación, se intenta que los profesionales de la ingeniería puedan entender más fácilmente el lenguaje de la vegetación explicado desde su propio punto de vista. La bioingeniería se merece un status profesional, y este libro es un avance en esa dirección.

Se requiere la formación en América latina de profesionales y de especialistas en el control de erosión, con capacidad para tomar decisiones de planeación, manejo y diseño; y para ello es necesario que existan medios para acceder a la información. El control de erosión aunque no es una ciencia nueva, su gran desarrollo tecnológico en los últimos años la ha catalogado como una de las áreas del conocimiento de mayor crecimiento. Ha sido tal la magnitud del desarrollo de la ciencia de control de erosión en la última década, que hubiéramos deseado haber escrito este libro con mucha mayor cobertura que el que estamos presentando, pero por razones de espacio físico, tuvimos que seleccionar la información. Para los temas que no fueron incluidos se presentan referencias de otras publicaciones donde pueden obtenerse. La Asociación internacional para el control de la erosión (IECA) periódicamente está realizando publicaciones científicas las cuales son de gran utilidad para complementar la información del presente libro.

Escribir el libro no fue tarea fácil, la recopilación de información, su procesamiento y la incorporación al ambiente latino-tropical, requirió de varios años de trasnochos y de mucha energía espiritual.

En esta tarea se contó con la colaboración de mis grandes amigos de la División de Publicaciones de la Universidad Industrial de Santander, quienes realizaron un trabajo realmente extraordinario para presentarles a ustedes un libro de la mejor calidad. A quienes aportaron su trabajo y sus ideas quiero darles las gracias. El esfuerzo valió la pena. Hemos logrado esta meta, y nos sentimos satisfechos y orgullosos.

Este libro es solo un pequeño paso en el camino hacia la recuperación de nuestro medio ambiente. El verdadero logro lo pueden realizar los profesionales latinoamericanos, utilizando, mejorando y aplicando estas tecnologías, con criterios de Ingeniería para dejarles a nuestros hijos un mundo menos erosionado que el actual.

Jaime Suárez Díaz
Noviembre, 2001

CAPÍTULO 1

La Erosión – Conceptos Básicos

INTRODUCCIÓN

La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca por acción de la fuerza de un fluido en movimiento (Figura 1.1). La erosión puede ser generada tanto por el agua como por el viento.

El presente libro intenta resumir el estado del arte actual en el análisis de los procesos erosivos y la tecnología de control de erosión. El primer capítulo presenta algunos conceptos básicos necesarios para entender los mecanismos de la erosión hídrica.

Como una regla general las regiones con suelos muy erosionables, pendiente alta, clima seco y fuertes vientos pero con lluvias intensas ocasionales, sufren las mayores pérdidas por erosión. Las actividades humanas frecuentemente intensifican o aceleran las ratas de erosión, especialmente por la deforestación o la remoción de la capa vegetal, así como por la concentración de la escorrentía en forma artificial. De los totales de erosión que se producen en el mundo cerca de 1/4 a 1/3 de los sedimentos se transportan hasta el mar y los demás se depositan en los planos de inundación, los canales de los ríos, los lagos y los embalses.

La erosión es tal vez el factor más importante de contaminación del agua en cuanto a volúmenes de contaminantes se refiere.

La erosión según Ayres (1960), depende de cuatro variables principales:

$$E = f(R.G.S.V)$$

E = Rata de erosión
R = Factor que depende de la cantidad e intensidad de la lluvia
G = Factor que depende de la pendiente y topografía del terreno
S = Factor que depende de las propiedades físicas y químicas del suelo
V = Factor que depende de las características de la cobertura vegetal.

La erosión involucra una serie de procesos en los cuales interviene una gran cantidad de factores, además de los indicados por Ayres. En el presente capítulo se analizan los parámetros y variables que afectan estos procesos, en los capítulos 2 a 5 se presentan los tipos y mecanismos de erosión y en los capítulos 6 a 14 se resumen las características de los materiales y los sistemas de diseño y construcción de obras para el control de la erosión.

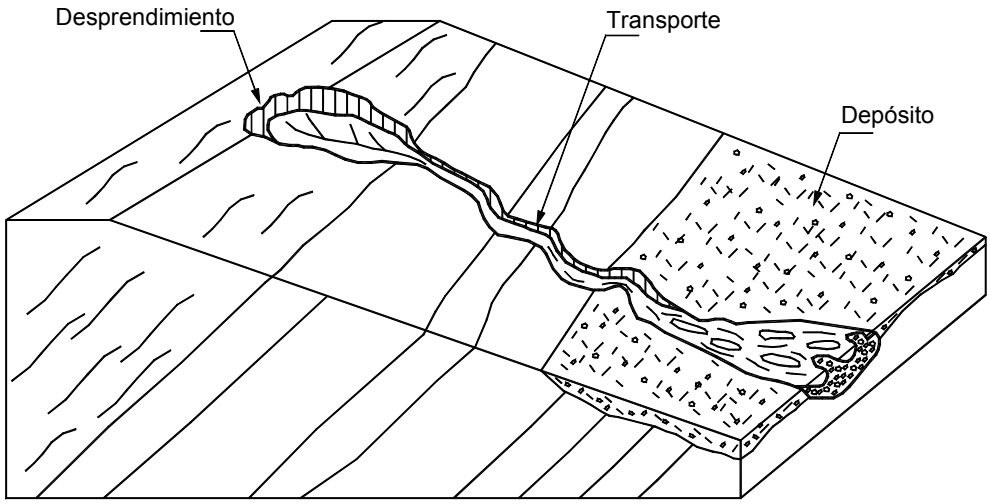


FIGURA 1.1 Proceso de erosión.

1.1 HIDROLOGÍA

El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos más importantes para el diseño de obras de control de erosión, independientemente de su tamaño o de su costo. Ese análisis es importante para determinar los caudales máximos y velocidades máximas de la corriente; las cuales son indispensables para determinar las fuerzas de erosión, debidas al flujo de agua. Si no se conocen con precisión y confiabilidad, las intensidades máximas de precipitación y escorrentía y los caudales máximos de las corrientes, no es posible diseñar adecuadamente obras para controlar la erosión.

La hidrología no es una ciencia exacta y es posible que se obtengan resultados muy diferentes de acuerdo al método que se utilice para el cálculo y la metodología de manejo de la información; por lo tanto se deben utilizar criterios de sana ingeniería para decidir cual método se debe aplicar. Cuando se diseñan obras para el control de erosión se recomienda ser prudentemente generoso en la suposición de lluvias y caudales y no correr el riesgo de perder las obras al diseñar para fuerzas de erosión menores que las reales.

El ciclo hidrológico

El agua es un elemento natural esencial para la existencia de la vida, y esta se encuentra en la naturaleza de diferentes formas, generalmente en continuo movimiento; de acuerdo a un ciclo que incluye las nubes o vapor de agua, la precipitación en forma de lluvia granizo o nieve, la infiltración, la evapotranspiración, la escorrentía, las corrientes subterráneas, los acuíferos, los ríos y quebradas, los mares y los lagos (Figura 1.2). El agua continuamente está cambiando de forma de acuerdo a un ciclo natural denominado ciclo hidrológico.

1.1.1 LAS LLUVIAS

Origen de la Precipitación

Las lluvias se deben a una serie de fenómenos atmosféricos que ocurren en las nubes, entre los cuales los más importantes son:

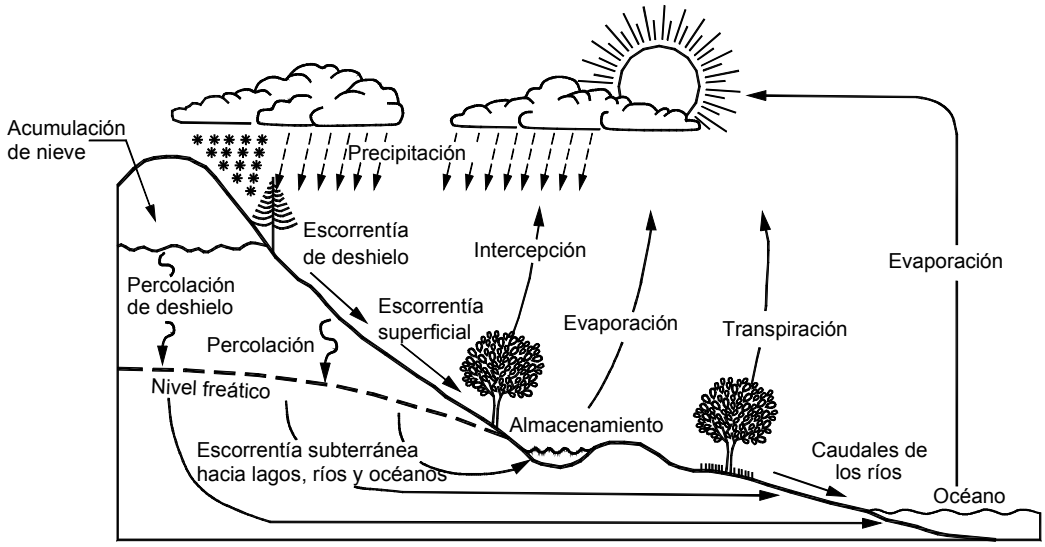


FIGURA 1.2 Ciclo hidrológico del agua (Dunne y Leopold, 1978).

1. La precipitación convectiva (Tormentas)

Se forman movimientos verticales de aire muy fuertes localmente, en los cuales la precipitación de partículas de lluvia se inicia en la base de las nubes y crece hacia arriba (Figura 1.3). El tiempo en que se forma la precipitación es muy corto (aproximadamente 45 minutos). Son generalmente lluvias intensas pero de corta duración.

2. La precipitación estratiforme

Se forman algunos movimientos verticales de aire relativamente débiles y se inicia precipitación en la parte superior de las nubes. El tiempo hasta que se produce precipitación puede ser de varias horas. Son lluvias menos intensas pero generalmente de mayor duración que las convectivas.

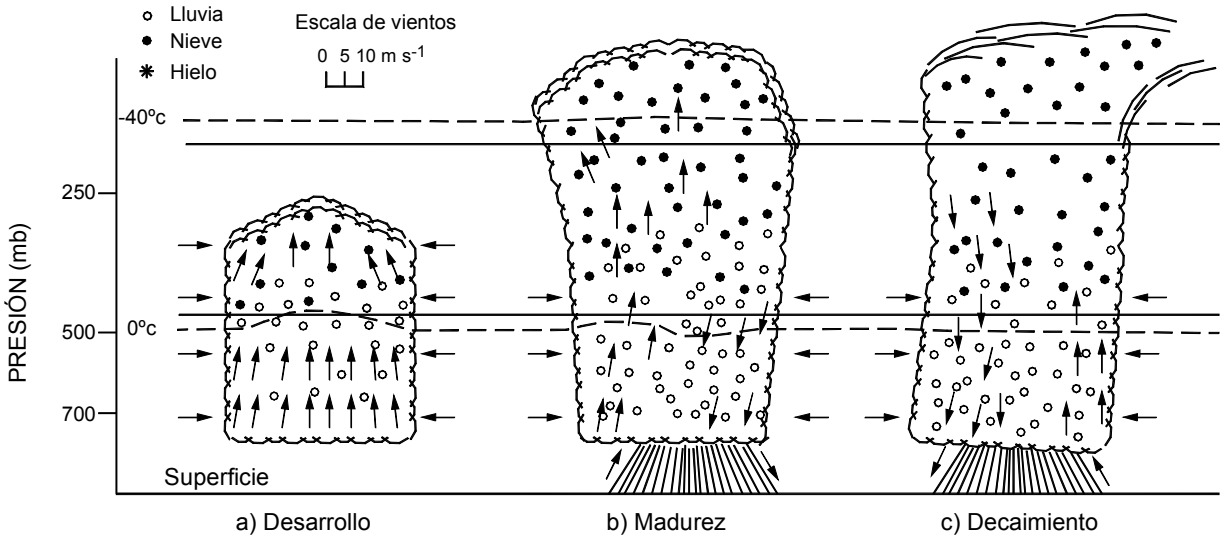


FIGURA 1.3 Etapas de desarrollo de una tormenta convectiva. (Smith 1993).

3. La precipitación orográfica

El levantamiento del aire con nubes al pasar sobre cadenas montañosas puede producir inestabilidades convectivas que producen lluvia. Los frentes nubosos al chocar contra una cordillera generan precipitaciones muy fuertes a determinadas altitudes.

4. Los grupos de nubes (Clusters) tropicales

La mayor cantidad de la precipitación que ocurre en las zonas tropicales está asociada con grupos de nubes o clusters que ocurren en la zona de convergencia de vientos. Los clusters de nubes como todos los sistemas de nubes tropicales son de origen convectivo; sin embargo, los sistemas de clusters son grupos nubosos en gran escala con áreas de lluvias hasta de 50.000 km^2 (Smith, 1993). Estos clusters al pasar por los sistemas de montañas generan precipitación de tipo orográfico y convectivo de gran magnitud e intensidad.

Es común que los clusters formen una corriente alargada de nubes o vaguada tropical que demora varios días en pasar sobre un sitio, generando lluvias no solamente de gran intensidad sino de varios días de duración. Estas vaguadas se localizan de acuerdo a la época del año sobre una franja relativamente paralela al Ecuador. La localización precisa de estas franjas varia de año en año. En ocasiones, las vaguadas se vuelven persistentes en una determinada ubicación, generando lluvias intensas durante semanas enteras. La ocurrencia de frentes nubosos tipo clusters y vaguadas genera una gran inestabilidad en el clima tropical.

El paso de un clusters puede generar precipitaciones muy altas en zonas de precipitación promedia muy baja, generando avalanchas o huaicos (Erosión en masa). El paso y ocurrencia de los clusters está relacionado con las corrientes de aire que llegan a los trópicos provenientes de los hemisferios norte y sur (Figura 1.4). La mayoría de estos clusters en América tropical ingresan desde el hemisferio sur por El Brasil, en dirección diagonal hacia Panamá, durante los meses de Abril a Noviembre generándose una zona de alta pluviosidad sobre el continente americano como se muestra en la figura 1.5. Los sistemas de clusters tropicales juegan un papel muy importante en la circulación global y tiene conexiones importantes con anomalías de circulación atmosférica, como el Niño.

5. El Niño y La Niña

El sistema de frentes de clusters indicados en el párrafo anterior maneja la mayor parte del clima tropical. Sin embargo ocurren anomalías de vaguadas de clusters en sentido contrario al indicado con nubes provenientes del polo norte, o se produce un desplazamiento de los frentes que provienen del sur. Estas anomalías pueden generar precipitaciones muy altas en áreas donde el promedio de lluvia es bajo o sea en las costas de Perú y Ecuador y en la costa de Venezuela.

El Niño genera vaguadas persistentes hacia el Ecuador y Perú y hacia México y California y posteriormente La Niña localiza estas vaguadas sobre Centroamérica, Colombia y Venezuela. Los resultados del Niño y la Niña son épocas muy intensas de lluvia o sequía, de acuerdo a la localización de las vaguadas.

6. Los huracanes

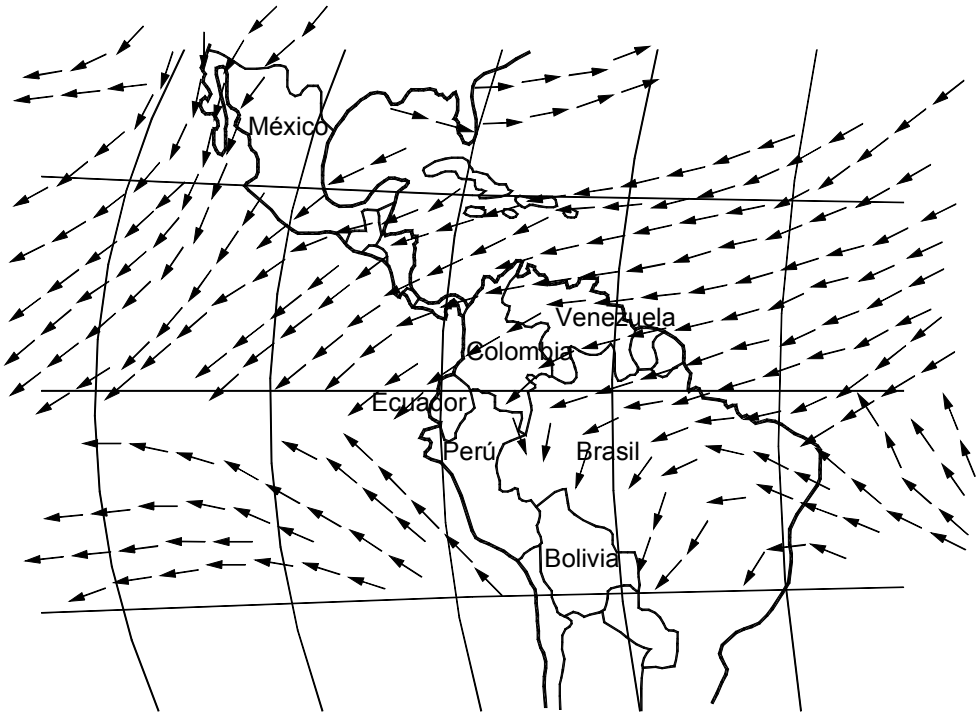
Los huracanes son sistemas convectivos de gran magnitud que producen grandes vientos y muy fuertes lluvias. Estos sistemas son propios de la zona tropical del mar Caribe desde México hasta la costa de Venezuela. La mayoría de estos huracanes se forman en el océano Atlántico y van creciendo en fuerza a medida que avanzan hacia el Caribe. Finalmente pierden poder al entrar al continente y generan grandes intensidades concentradas de lluvia. Los huracanes son una fuente muy importante de erosión en Centroamérica y México.

Anomalías climáticas

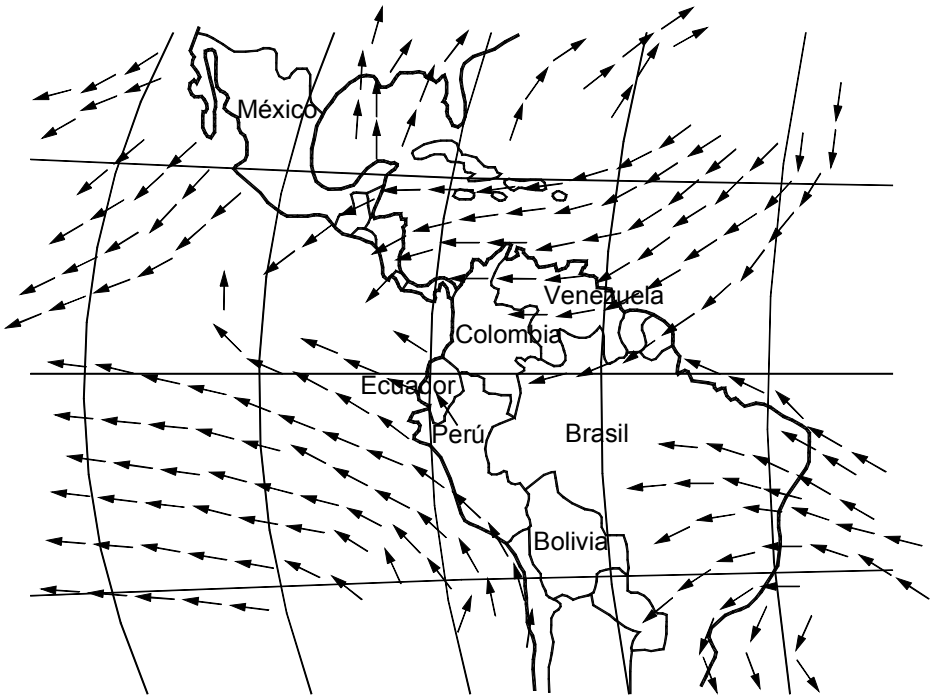
Las anomalías climáticas son modificaciones al sistema normal de precipitación debida a fenómenos globales, como el Niño por ejemplo. Estas anomalías permiten la ocurrencia de temporadas secas en zonas normalmente lluviosas y lluvias excepcionales en zonas semi áridas, generando problemas acelerados de erosión o avalanchas.

Estas anomalías generan lluvias muy por encima de los promedios (Colegio de ingenieros del Perú, 1998), causando gran cantidad de deslizamientos, inundaciones y daños a las obras de infraestructura, especialmente las carreteras y los puentes. Las anomalías climáticas activan focos de erosión y causan denudación de grandes áreas de suelo.

Los cambios climáticos anómalos que son evidentes en los últimos años, se atribuyen al creciente consumo de combustibles fósiles, el uso del suelo y especialmente la deforestación de los trópicos. El efecto directo mejor identificado es la disminución de la capa de ozono.



Mes de enero



Mes de julio

FIGURA 1.4 Sistemas de circulación de vientos superficiales en la zona tropical de América.(Adaptado de Smith - 1993).

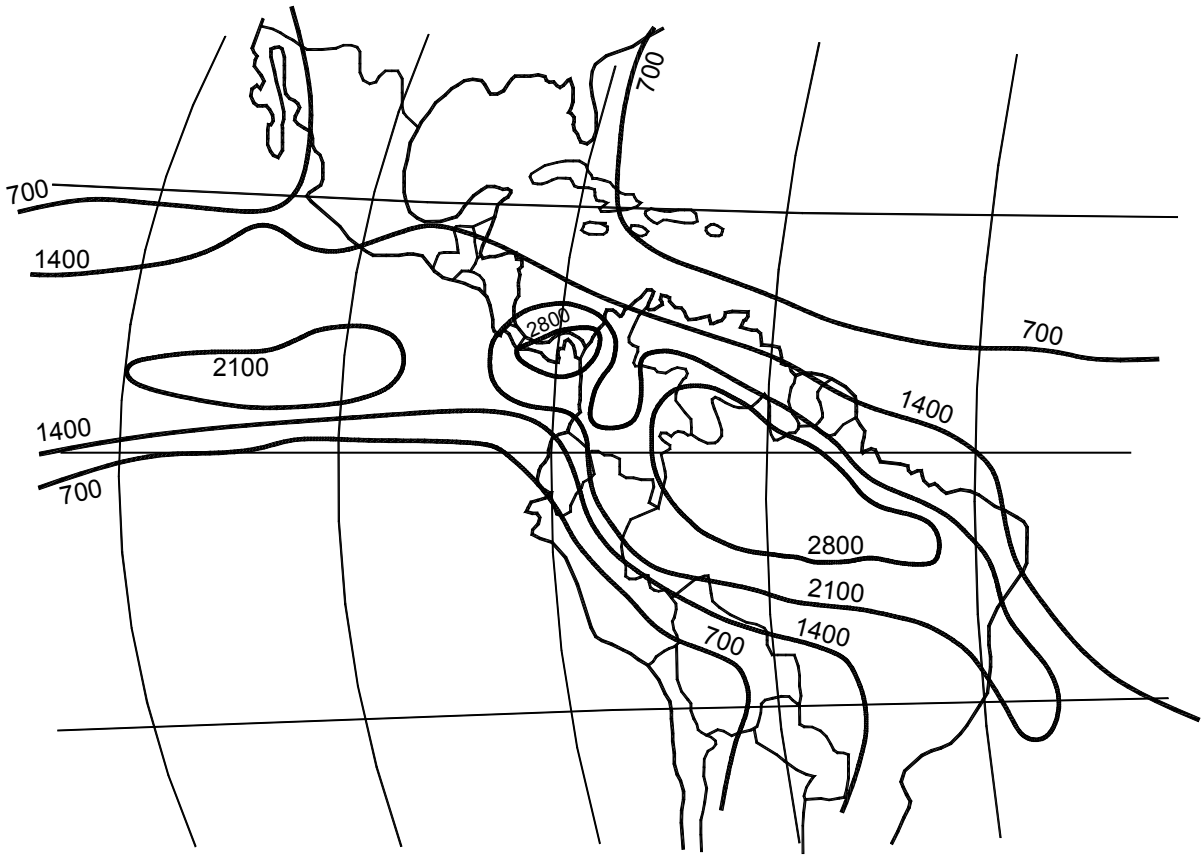


FIGURA 1.5 Precipitación media anual generalizada en la zona tropical de América. La información corresponde a los años 1986 -1989. (Adaptado de Smith 1993).

Información requerida de la precipitación

El conocimiento detallado del sistema de lluvias es una información básica que se requiere para el diagnóstico correcto de los problemas de erosión y el diseño de obras para su control.

Se deben analizar entre otros, los siguientes aspectos:

- Tipos de tormenta que van a ocurrir en la zona (Orográfica, convectiva, grandes clusters, vaguadas tropicales, etc.)
- Promedio de lluvia acumulada anual
- Lluvia acumulada anual mínima
- Lluvia acumulada anual máxima
- Distribución promedio de lluvias a lo largo del año, periodos lluviosos y periodos secos.
- Lluvia máxima acumulada histórica en 15 días y frecuencia de ocurrencia de grandes lluvias acumuladas en 15 días.
- Lluvia máxima histórica en 24 horas y frecuencia de ocurrencia de grandes lluvias en 24 horas.
- Lluvia máxima probable en 24 horas.
- Intensidad máxima histórica de lluvia / hora y frecuencia de ocurrencia de grandes intensidades de lluvia.
- Duración de las intensidades máximas de lluvia.
- Intensidad máxima probable de lluvia en mm/hora.
- Duración de la tormenta de diseño.
- Volumen total de lluvia de la tormenta de diseño.
- Hietograma o gráfico de intensidad de la lluvia con el tiempo para la lluvia de diseño.
- Localización de la tormenta de diseño con respecto a la cuenca.

- Intensidades esperadas de la tormenta de diseño en las diferentes áreas de la cuenca.
- Indice de la precipitación antecedente.
- Curvas intensidad – duración – frecuencia.

Para conocer los diversos métodos que existen para el análisis de precipitaciones y el proceso de la información climática se recomienda consultar las publicaciones especializadas sobre meteorología e hidrología.

Medición de la precipitación

La precipitación puede medirse de varias formas:

a. Lluvia en un punto

El pluviómetro y el pluviógrafo permiten medir la lluvia que cae en un punto específico de la superficie de la tierra. La lluvia se acumula en un recipiente cuya superficie de captación es generalmente un área circular de 8 pulgadas de diámetro. En esta forma se mide en milímetros la lluvia que cae en un punto durante un determinado tiempo.

b. Distribución espacial de la lluvia

Como en todos los sitios no cae la misma cantidad de precipitación se requiere conocer la distribución de la lluvia en un área determinada o cuenca. La medición de la lluvia en unos pocos puntos no necesariamente presenta la lluvia real en el área de una cuenca, se requiere de una gran cantidad de información para tener certeza de la forma como se distribuye la precipitación.

En Cuencas o áreas muy pequeñas se puede asumir que la lluvia en la tormenta de diseño es uniforme sobre toda el área de la cuenca, pero en cuencas de más de 500 Km^2, esta condición es muy difícil de lograr. En cuencas con cambios fuertes de altitud la intensidad y magnitud de las lluvias varía con la altitud y los cambios topográficos pueden inducir cambios en la precipitación.

Un sistema de radar permite determinar la distribución espacial de la lluvia, y el mejor sistema es el radar calibrado con una serie de pluviómetros en varios puntos del área.

Actualmente con equipos de satélite se puede obtener una información "aproximada" de lluvias en áreas donde no se tienen equipos de medición en el terreno; sin embargo, esta información debe evaluarse con cuidado para evitar errores muy grandes.

Sistema anual de lluvias

La magnitud e intensidad de las lluvias varía a lo largo del año en cada sitio, dentro de un sistema metereológico mundial. En algunas zonas el sistema es unimodal con una gran temporada lluviosa anual con máximos en los meses de mayo a octubre y una temporada seca en los meses de diciembre a febrero y en otras zonas el sistema es bimodal con dos temporadas secas en diciembre-enero y en julio-agosto y dos temporadas lluviosas, con máximos aproximadamente en mayo y octubre.

Dentro del sistema general ocurren anomalías cada determinado número de años, durante las cuales las magnitudes e intensidades suben abruptamente o disminuyen marcadamente en una temporada. Estas anomalías dependen de sucesos metereológicos extraordinarios como son los fenómenos de "el Niño" o de "la Niña".

Información requerida para el análisis espacial de las lluvias

Según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos para la correcta medición de lluvias en un área plana, se requiere una densidad de mínimo una estación por cada 100 kilómetros cuadrados y en zonas de montaña una por cada 10 kilómetros cuadrados, para errores de aproximadamente el 10%. En todos los casos para un análisis aceptable en cuencas pequeñas se recomienda un mínimo de cuatro estaciones pluviométricas.

Si se tiene un buen cubrimiento de estaciones existen métodos de análisis confiables para determinar la distribución de la lluvia en una cuenca. Si no existe un número suficiente de estaciones los errores son muy grandes.

Es práctica corriente suponer una lluvia uniforme en el área determinada, sin embargo, en las zonas de montaña tropical, como es el caso de los Andes Colombianos, la magnitud e intensidad de las tormentas varían en forma importante de un punto a otro, dependiendo de varios factores entre los cuales se encuentran los sistemas de vientos y la altitud. En el caso de cadenas montañosas de gran altura, comúnmente las lluvias de mayor intensidad ocurren en puntos intermedios entre el Piedemonte y el Páramo (Figura 1.6), en la zona donde el frente nuboso se encuentra con las montañas.

En el caso de América latina la escasez de datos confiables para una cuenca determinada es un caso de común ocurrencia y se debe recurrir a análisis

regionales correlacionando las lluvias de una cuenca a otra o relacionándolos con la altitud. El análisis regional de las tormentas permite definir la magnitud e intensidad de la tormenta para cada altitud o para determinada zona ambientalmente homogénea. Este análisis regional aunque no es preciso puede ser significantemente más confiable que el realizado sin datos o con información deficiente (U.S. Corps of Engineers, 1997).

Tormenta de diseño

Para el diseño de obras para el control de erosión es fundamental tener como base una tormenta máxima para diseño, y un cálculo de caudales; y para ello los estimativos basados en análisis de frecuencia de los eventos son una herramienta muy útil. La metodología a emplear depende de las características de los datos disponibles.

Los métodos a utilizar pueden ser los siguientes:

1. Análisis estadístico de datos de caudales medidos en la corriente.
2. Análisis regionales de frecuencia de lluvias.
3. Análisis de un evento de precipitación tipo con tormentas hipotéticas.
4. Análisis de un periodo con mediciones de precipitación y caudales.

Al definir la lluvia hipotética de diseño se debe determinar la intensidad de la lluvia y la duración de la tormenta. La tormenta escogida para diseño para cuencas pequeñas o medianas según el U.S. Corps of Engineers debe tener una duración igual o superior al tiempo de concentración de la cuenca para que esta represente un caso crítico de caudales en la corriente analizada.

Los caudales generados por una tormenta dependen del estado de la cuenca antes de la tormenta. Una gran tormenta con la cuenca seca genera caudales medianos, pero si la cuenca está saturada puede producir caudales muy grandes. Además la cobertura vegetal actúa como acumuladora del agua de la tormenta y afecta considerablemente la respuesta de la corriente (Ver capítulo 8). Se requiere entonces analizar un número grande de tormentas y estados de la cuenca. Los caudales máximos generalmente, ocurren cuando la cuenca está saturada por lluvias antecedentes importantes y las infiltraciones y acumulaciones son mínimas.

La información de la tormenta de diseño, junto con las características de la cuenca permiten calcular los caudales de las corrientes de agua y de estos caudales depende su comportamiento erosivo.

Concepto de precipitación máxima probable (PMP)

La precipitación máxima probable es una tormenta hipotética que presenta la máxima altura de precipitación, que es físicamente posible para una determinada duración, sobre un área determinada, en una localización geográfica particular, en cierta época del año.

1.1.2 LA ESCORRENTÍA

Escorrentía es la proporción de lluvia que fluye sobre la superficie del terreno. El camino y el tiempo que toma el agua desde que cae en forma de lluvia hasta que alcanza una cañada o río depende de las características físicas de la cuenca, particularmente de las pendientes del terreno, textura del suelo y vegetación. El agua corre laminarmente al comienzo, luego en concentraciones pequeñas, las cuales van creciendo ladera abajo.

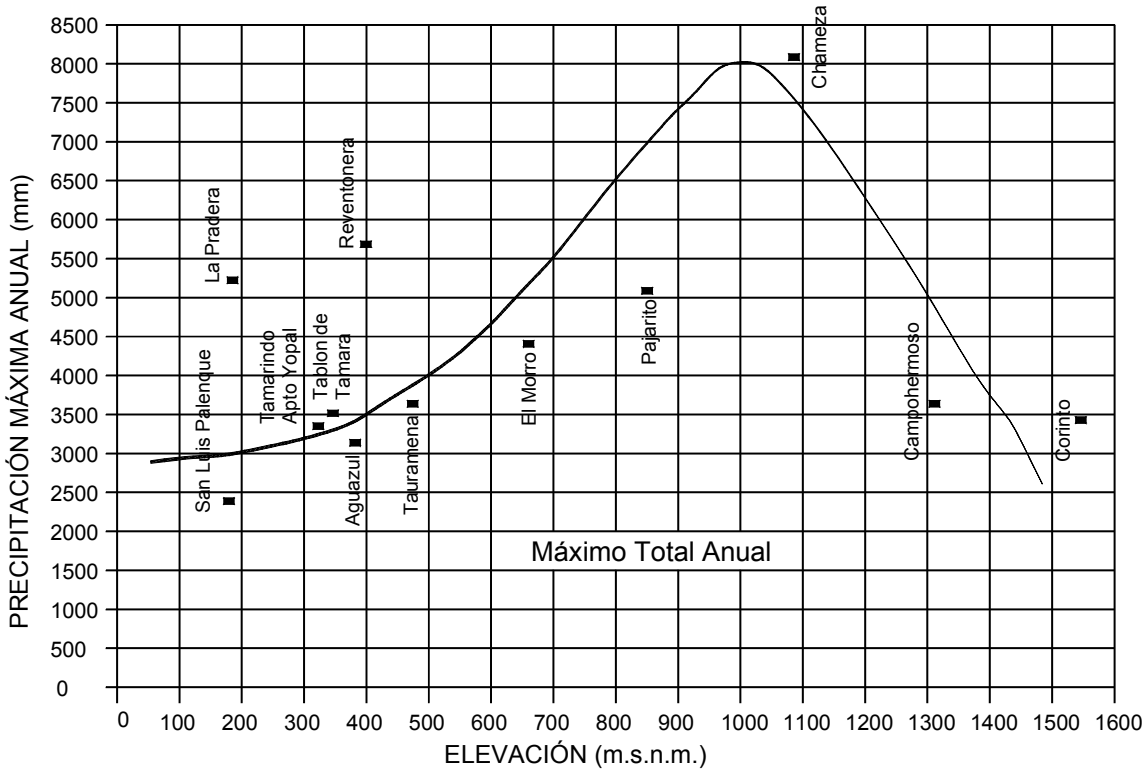
La cantidad y concentración de la escorrentía depende de varios factores así:

1. Intensidad de la lluvia.
2. Area y forma de la superficie del terreno.
3. Pendiente y longitud de las laderas o taludes.
4. Naturaleza y extensión de la cobertura vegetal.
5. Rugosidad de la superficie del terreno.
6. Características de los suelos subsuperficiales.

Caudales concentrados

La escorrentía se acumula a lo largo de las zonas más bajas o enterradas formando caudales concentrados, los cuales a su vez pueden producir surcos o cárcavas de erosión. La magnitud de los caudales de escorrentía recolectados en un área de superficie de terreno puede ser determinada referenciándose al hidrograma unitario; Sin embargo la utilización del método de hidrogramas unitarios para el cálculo de caudales en áreas pequeñas puede no ser práctico. Generalmente, para el cálculo de caudales recolectados en áreas pequeñas, para propósito de diseño de obras para el control de erosión, se utiliza el Método Racional, el cual es más práctico y presenta resultados satisfactorios.

Es importante en todos los casos la observación de la escorrentía durante períodos de lluvias intensas. La evidencia de caudales concentrados puede ser encontrada en líneas de lodo y residuos que se forman en las áreas de cobertura vegetal de poca altura. La experiencia muestra que la presencia de estas



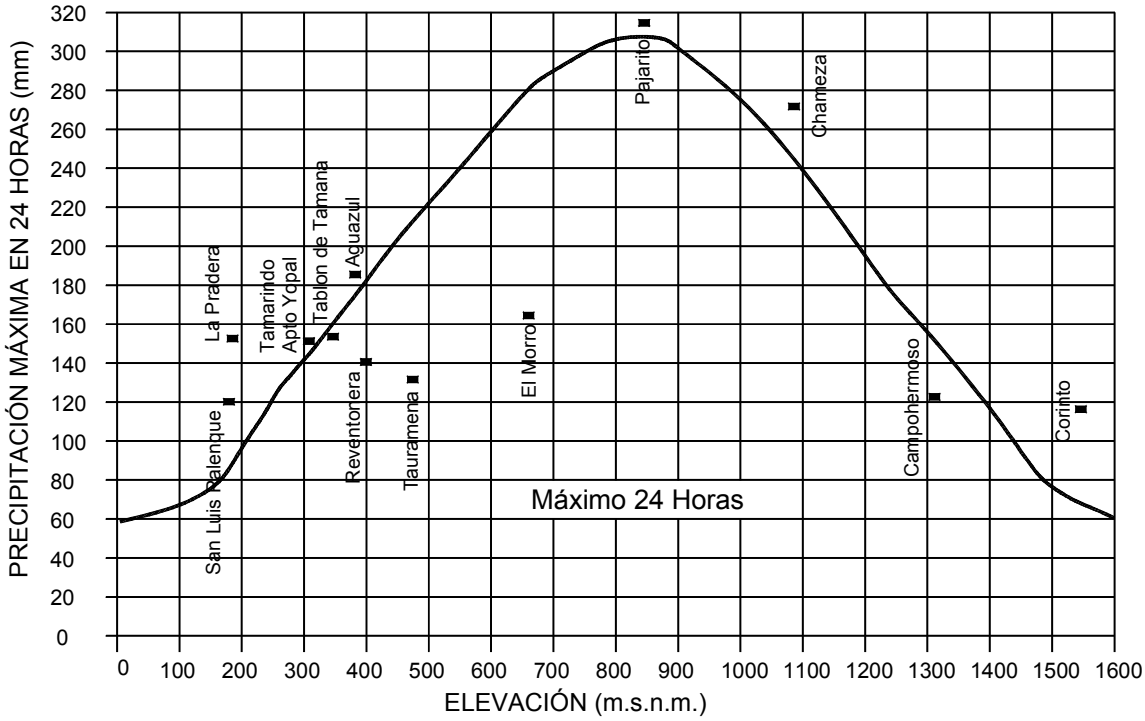


FIGURA 1.6 Relación entre la magnitud de las lluvias y la altitud en las cuencas del Piedemonte llanero Colombiano.

concentraciones de agua, es precursora de problemas de erosión y la detección a tiempo de un problema permite su control en forma fácil y económica.

Otra clave para detectar concentraciones de agua de escorrentía es el exceso de humedad, el cual se manifiesta en el carácter verde de la vegetación en vecindades de los sitios de concentración de agua. Ciertas plantas solamente crecen en áreas de concentración de humedad. La localización de caudales concentrados ya sea intermitentes o permanentes, deben ser localizados en los mapas topográficos.

1.1.3 INFILTRACIÓN

El agua de la lluvia al caer sobre el suelo trata de infiltrarse, desplazando el agua existente hacia abajo por macro poros, formando una especie de onda de presión de agua dentro del suelo, la cual produce un frente húmedo de infiltración.

Al inicio de la lluvia la totalidad de la precipitación se infiltra humedeciendo el suelo. La humedad en el suelo antes de la lluvia es determinante en la cantidad de infiltración porque al llover, el agua trata de penetrar al suelo humedeciéndolo y creando una capa delgada de saturación; y hasta que ésta capa no haya llegado a un punto de equilibrio no se forman una escorrentía y una corriente de infiltración. El equilibrio se logra cuando todo el perfil está transmitiendo agua a la máxima rata permitida por la parte menos permeable de los horizontes. Esto puede ocurrir entre diez minutos o varias horas después de iniciada la lluvia.(Figura 1.7)

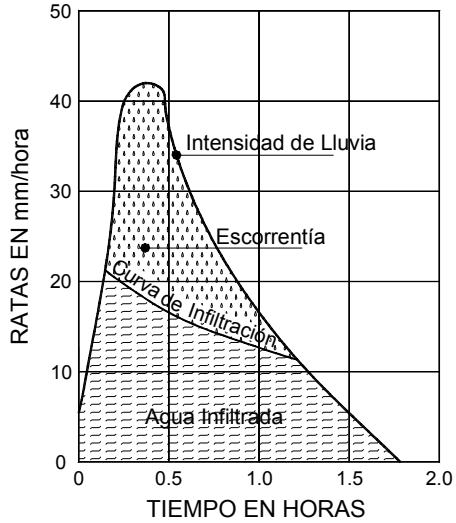


FIGURA 1.7 Lluvias, infiltración y escorrentía durante una tormenta.

El agua en exceso que no puede infiltrarse se queda en la superficie. De acuerdo con la intensidad de lluvia, la infiltración y las características físicas del terreno se produce una corriente superficial (escorrentía), una serie de corrientes subterráneas semiparalelas a la pendiente del terreno y una corriente semivertical de infiltración hacia el nivel freático.

Capacidad de infiltración

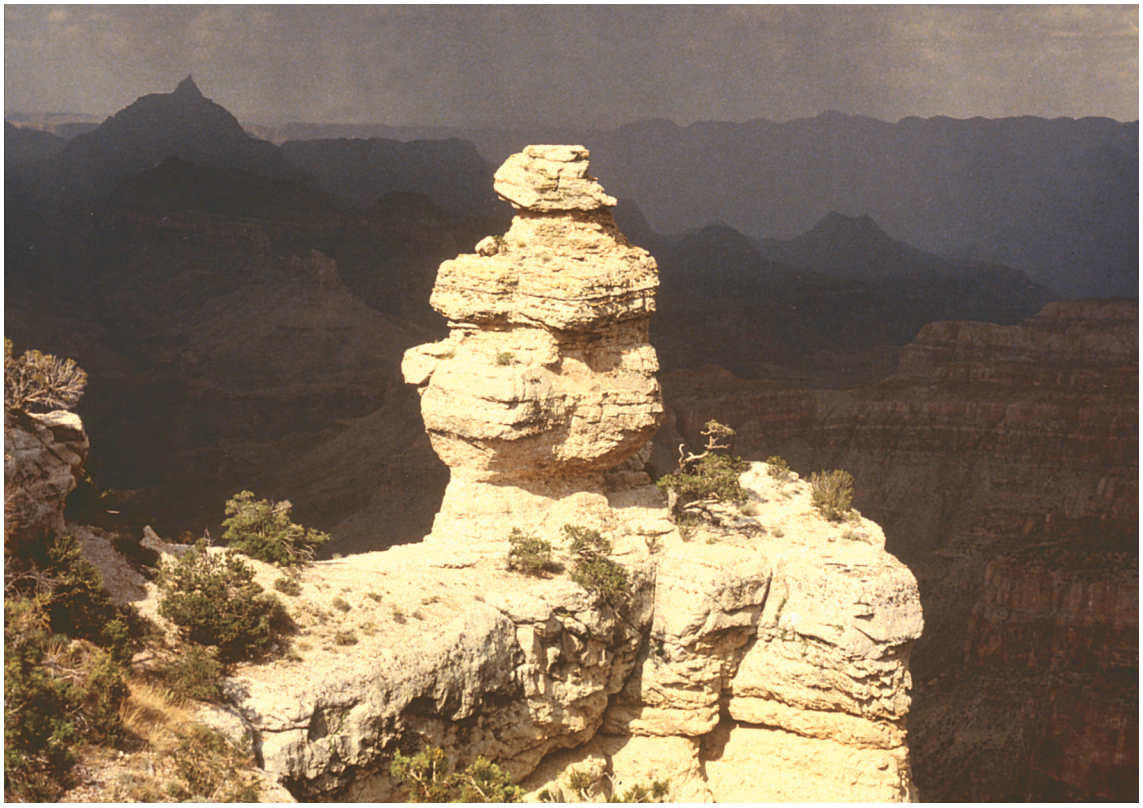
Las capacidades de infiltración varían de dos a dos mil quinientos milímetros por hora, dependiendo de la cobertura vegetal, pendiente, textura del suelo, humedad natural y prácticas de agricultura. Los suelos más permeables (Tabla 1.1) como las gravas y arenas poseen una capacidad mayor de infiltración. Las gravas y arenas son mucho más permeables que las arcillas.

TABLA 1.1 Coeficientes de permeabilidad y capacidad de infiltración.

Suelo	Permeabilidad K cm/seg	Capacidad de infiltración mm/hora
Arcillas	$<10 \times 10^{-9}$	0.25 a 2.5
Limos	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	2.5 a 8
Arenas finas	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	8 a 13
Arenas gruesas	1×10^{-5} a 1×10^{-2}	13 a 20
Gravas	$> 1 \times 10^{-2}$	20 a 30

La infiltración es también influenciada por la pendiente del terreno y por la textura del suelo; Sin embargo, hay otros factores que determinan la infiltración como son: las prácticas agrícolas que crean zonas de acumulación de agua y aumentan la porosidad del suelo subsuperficial. Una pasada de tractor en un área semiplana puede aumentar la rata de infiltración en un ochenta por ciento. Igual situación ocurre con la siembra siguiendo las líneas de nivel.

Cuando la línea del nivel de agua está muy cerca a la superficie, esta puede interceptarse con las corrientes superficiales formándose una zona de flujo combinado. Esta situación es común en depresiones en áreas de lutitas meteorizadas, especialmente en la cordillera oriental de Colombia, formándose una «semicuenca saturada» dentro de la cuenca general, la cual va creciendo durante el tiempo que dure la lluvia.



FOTOGRAFÍA 1.1 y 1.2 Erosión diferencial en formaciones de origen sedimentario.

1.2 LA CUENCA

Como un resultado de la precipitación se produce un flujo superficial y subsuperficial hacia una gran cantidad de corrientes tributarias, las cuales al unirse van formando quebradas y ríos. El área total que drena hacia el río principal y sus tributarios se le denomina cuenca de drenaje. El concepto de cuenca o microcuenca es básico en el análisis y diseño de obras para el control de la erosión. Cada cuenca es ecológicamente una unidad independiente, no solamente con relación al agua, sino con otros factores interrelacionados con el elemento agua.

Primero es importante definir cual es el límite de la cuenca que afecta el análisis. Como las cuencas están conformadas por un grupo de sub-cuencas más pequeñas, la cuenca debe definirse con referencia a un punto que es la salida del agua recogida por toda la cuenca. La cuenca consiste en toda el área de terreno que puede conducir agua hacia el punto de salida durante una lluvia (Figura 1.8).

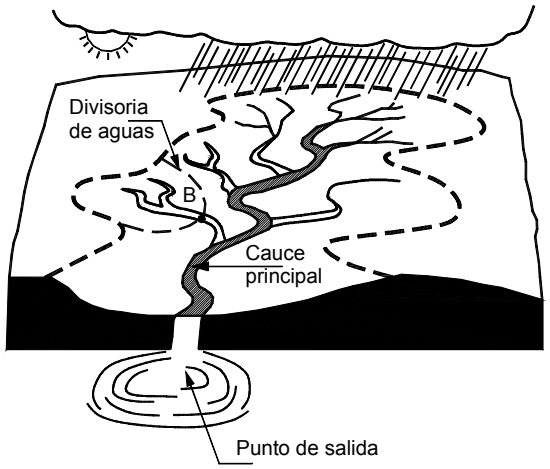


FIGURA 1.8 Delimitación de una cuenca

Propiedades principales de la cuenca

Entre los factores a analizar en un proyecto de control de erosión se encuentran las siguientes propiedades de una cuenca:

a. Area de drenaje

En todo diseño o análisis es importante delimitar el área de la cuenca, la cual esta circunscrita principalmente por líneas de división de aguas o división de drenajes. El área de drenaje es una de las características más importante de las cuencas, debido a que esta área determina la cantidad de agua recogida por la cuenca.

El área de drenaje está limitada por una divisoria de aguas fácil de determinar. Generalmente, el área de drenaje se mide en hectáreas o en kilómetros cuadrados. Dentro de las mismas condiciones geológicas y ambientales, la escorrentía es proporcional al área drenada. El área del drenaje puede obtenerse por medio de planos topográficos que ya han sido publicados, o por la medición en fotografías aéreas. Si no existen planos o fotografías se debe realizar una medición en campo del área de la cuenca.

b. Longitud de la cuenca

La longitud de la cuenca se define usualmente, como la distancia medida a lo largo del canal principal de drenaje desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas en el extremo superior de la cuenca. El canal principal debe seguir la línea de mayores caudales. La longitud se toma a lo largo de los canales y no en línea recta (McCuen, 1989). La longitud de la cuenca va a determinar un parámetro tiempo, que es la medida del tiempo de transporte del agua desde la divisoria de aguas hasta la salida de la cuenca.

c. Pendiente de la cuenca

La pendiente de la cuenca es un factor muy importante para definir el momentum de una avenida de agua y el momentum a su vez refleja la magnitud de la avenida. Es importante analizar tanto la pendiente del canal principal como la pendiente de los taludes y de los canales secundarios. Por esta razón es esencial para el análisis, que se describan las diferentes pendientes y no se resuma la información en un solo dato de la pendiente del canal principal. En ocasiones se divide la cuenca en subcuencas y se calculan las pendientes de cada subcuenca. Las cuencas de mayor pendiente tienen una respuesta más rápida que las de menor pendiente.

d. La altitud

La altitud y las diferencias de elevación tienen gran influencia sobre los niveles de precipitación e intensidad de las lluvias, así como sobre la temperatura y la disponibilidad de agua.

Existen determinadas altitudes en una cordillera a las cuales los niveles de precipitación son máximos.

e. Curva hipsométrica

La curva hipsométrica es una descripción de la relación acumulativa entre la elevación y el área dentro de cada intervalo de elevación. La curva se traza con la elevación como ordenada y el área de cuenca por encima de esa elevación en la abscisa. Esta curva puede dibujarse utilizando los valores reales o estandarizando estos valores en fracciones de 0.0 a 1.0.

La curva hipsométrica es útil para comparar las características área – elevación de diferentes cuencas. También se puede obtener curvas hipsométricas típicas o promedio para varias cuencas de una región.

f. Forma de la cuenca

La forma de la cuenca afecta la rata a la cual el agua es suministrada al canal principal. Para el análisis conceptual de problemas de erosión o avalanchas es muy importante analizar la forma de la cuenca; aunque los análisis hidrológicos tradicionales generalmente no la tienen en cuenta en los modelos. La forma de la cuenca influye definitivamente en la determinación de la forma del hidrograma de la cuenca y la forma de este determina en buena parte la magnitud de los problemas de avalancha, socavación y erosión.

g. Forma del sistema de drenaje

Las cuencas pueden tener diferentes formas, estructura y densidad de los patrones de drenaje, de acuerdo a las características topográficas y geológicas. La mayoría de las cuencas de drenaje pueden agruparse en tres categorías generales con relación a la forma del sistema:

1. Sistema de drenaje alargado
2. Sistema de drenaje ancho
3. Sistema de drenaje en abanico.

La forma del sistema de drenaje está relacionado con la forma de la cuenca (Figura 1.9). La forma del sistema de drenaje influye grandemente en los caudales pico y la forma del hidrograma. Por ejemplo, para la misma área, un sistema de drenaje alargado presenta caudales de hasta el doble de los obtenidos en un sistema ancho o de abanico. La forma puede a su vez representarse por un parámetro K, donde:

$$L = K \; x \; A^{0.5}$$

L = Longitud del cauce principal
A = Area total de la cuenca
K = Factor de forma de la cuenca (K puede variar de 1.3 a 4.6, de acuerdo a la forma de la cuenca).

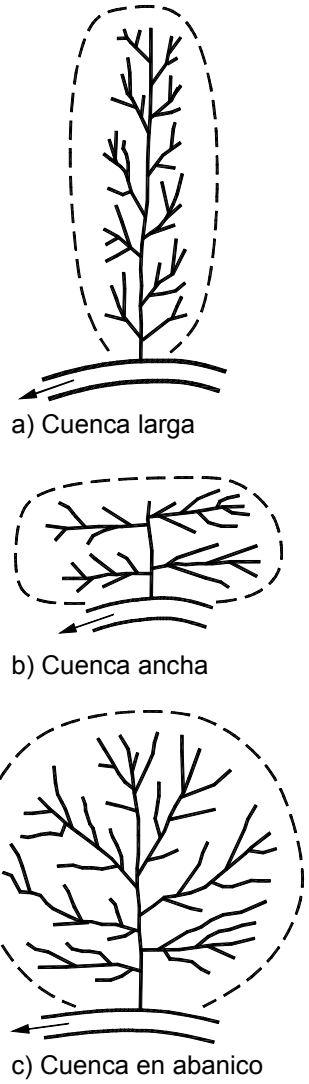


FIGURA 1.9 Formas básicas de una cuenca

Otra forma de describir la forma de la cuenca es mediante los factores de forma de Egleason m y a

$$m = \frac{A}{B\,L} \qquad a = \frac{B}{L}$$

B = Ancho máximo de la cuenca

h. Densidad y estructura del sistema de drenaje

La densidad del drenaje es el número de corrientes que hay en un sistema de drenaje y la forma interna de esta red se le llama estructura de drenaje. Las cuencas con suelos impermeables o arcillosos poseen una mayor densidad de estructuras de drenaje que los suelos permeables o arenosos.

De otra parte la estructura de drenaje influye en los procesos hidrológicos y de erosión.

La densidad del sistema de drenaje se puede representar por la relación entre la sumatoria de la totalidad de las longitudes de todos los tributarios de todos los grados y el área total de la cuenca.

$$Dd = \frac{\sum L}{A}$$

$$\sum L = L1 + L2 + ...Ln$$

i. Cobertura vegetal y uso de la tierra

Las actividades humanas cambian las características de la superficie de la cuenca y por lo tanto su respuesta hidrológica. El tipo y porcentaje de la cobertura vegetal, las zonas de cultivos, las zonas de potreros, las zonas urbanas o áreas pavimentadas determinan la magnitud y características de los caudales y la forma del hidrograma de las crecientes.

Los efectos de la urbanización sobre los caudales máximos dependen del porcentaje de área impermeabilizada, los cambios realizados al sistema natural de drenaje, la instalación de alcantarillados, y la modificación de los canales de las corrientes. La urbanización generalmente aumenta los valores de los caudales máximos y la rapidez de la respuesta a la precipitación.

j. Rugosidad de la superficie

La rugosidad va a determinar la velocidad del agua en la superficie del terreno y esta a su vez tiene importancia fundamental sobre los caudales.

k. Geología y tipos de Suelo

Las características geológicas y el suelo tienen un gran efecto en la infiltración. La geología caracteriza las propiedades del subsuelo y otros factores geotécnicos que pueden ser significativos como la posibilidad de deslizamientos, los cuales a su vez afectan la ocurrencia de caudales extraordinarios, flujos hiperconcentrados y avalanchas.

l. Configuración de los canales y geometría transversal

Los canales en forma de U presentan velocidades menores que los canales en forma de V y la presencia de zonas de inundación junto al canal permiten la sedimentación en las inundaciones, disminuyendo la carga de materiales en la corriente. La sinuosidad afecta la capacidad de acumulación de agua y los caudales.

m. Hidrología

La experiencia ha demostrado que para el correcto diseño de las obras de Ingeniería se debe tener una información hidrológica adecuada. El Ingeniero debe estar familiarizado con los muchos factores que afectan el régimen hidráulico de cañadas y ríos.

Debe realizarse una investigación completa, en la cuenca afectada y en toda el área de características climáticas y ambientales similares. Cuando no existe información de lluvias, generalmente se recurre a zonas similares lo más cercanas posible, pero se corre el riesgo de imprecisiones y por esta razón se recomienda para el diseño de obras del control de erosión ser generosos en la apreciación de caudales para evitar posteriores fallas en las estructuras.

n. Historia de inundaciones y eventos extraordinarios

Los eventos históricos que ocurrieron antes de que se tuviera instrumentación de una corriente, representan una información muy valiosa para la toma de decisiones sobre obras de control. Es importante definir no solamente la fecha de ocurrencia sino también su magnitud y las consecuencias del evento. Existen otros eventos que aunque no se tenga información histórica, sí pueden encontrarse evidencias morfológicas o estratigráficas. La información de los periódicos antiguos es muy valiosa.

Estos paleo-eventos pueden servir como guía para analizar la posibilidad de ocurrencia de eventos extraordinarios, los cuales no es posible predecir con base en las informaciones recogidas de solamente las épocas más recientes.

1.3 RÉGIMEN DE CAUDALES

El caudal de una corriente varía en el transcurso del tiempo de forma natural, los caudales son diferentes a lo largo del año y de unos años a otros. El régimen de caudales define en términos estadísticos la distribución de los caudales a lo largo del año en una sección específica de la corriente.

Parámetros a definir en cada sección

Se considera importante definir para cada sección analizada los siguientes elementos:

- Caudal promedio anual (media aritmética de los caudales medios diarios) volumen / tiempo
- Escorrentía media anual (caudal medio dividido por la superficie de drenaje aportante) en mm.
- Caudal máximo anual.
- Variabilidad temporal de los caudales.
- Caudales medios y máximos mensuales.
- Variación de los caudales a lo largo del año.
- Caudal máximo para diseño.
- Frecuencia de ocurrencia de los caudales máximos (intervalo medio en años en que el caudal supera un determinado valor).
- Duración en el tiempo de los caudales máximos. Un volumen o caudal determinado de agua puede no representar una amenaza de erosión o inundación, la amenaza depende de la distribución en el tiempo de ese caudal.
- Ocurrencia histórica de grandes crecientes. Caudal máximo histórico.
- Evidencias de ocurrencia de Paleo-caudales extraordinarios. Un geólogo puede determinar si se observa que han ocurrido grandes caudales o avalanchas en el pasado y cual ha sido su altura y un hidrólogo puede calcular su caudal.

Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración está definido como el tiempo requerido para el viaje del agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio objeto del diseño.

Para la formulación de predicciones de caudales se asume que la máxima rata de flujo se obtiene con una lluvia de intensidad uniforme sobre la totalidad de la cuenca, cuando la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración, o sea que en ese momento todos los puntos de la cuenca están contribuyendo al caudal. El tiempo de concentración se requiere para determinar la intensidad promedio de la lluvia a utilizar en un análisis de caudales.

El tiempo de concentración es la suma de todos los tiempos, incluyendo el de la escorrentía sobre el terreno, las corrientes secundarias y primarias y el flujo canalizado o conducido por ductos.

1.3.1. VIDA ÚTIL Y PERÍODO DE RETORNO

La mayoría de las obras de control de erosión se diseñan y construyen para una vida útil especificada, dependiendo de la función que debe cumplir la estructura. Las obras temporales se diseñan para una vida útil corta y normalmente su diseño es muy simple. Una estructura más permanente como un muro de protección de ribera o una obra de drenaje para una vía se diseñan comúnmente para una vida útil de 50 o de 100 años. La vida útil de diseño puede seleccionarse con criterios económicos, tales como el costo de reemplazo.

Para el diseño esta vida útil debe convertirse en un periodo de retorno de un fenómeno metereológico. En la realidad el periodo de recurrencia de un fenómeno metereológico es indeterminado. El “U.S. Corps of Engineers” (1997) considera que la denominación de “tormenta de 100 años”, “tormenta de 25 años”, etc., puede ser engañosa. Debido a la naturaleza estocástica de los fenómenos existe un riesgo muy alto de que un fenómeno con un período de retorno determinado, ocurra dentro de ese mismo lapso de tiempo. Por ejemplo, si se tiene una estructura que se requiere que tenga una vía útil de 50 años y se diseña para un período de retorno de 50 años, existe una probabilidad del 63% de que el evento de diseño sea superado durante la vida útil de la estructura. Si la superación de este evento puede destruir la estructura, existe entonces un 63% de posibilidad de que la estructura sea destruida durante su vida útil de diseño (Figura 1.10), lo cual no es aceptable en criterios de ingeniería; Sin embargo, comúnmente no es económicamente posible diseñar una estructura para un riesgo de excedencia del 0 % de un evento durante la vida útil. Por lo tanto, el ingeniero debe definir el nivel aceptable de riesgo de excedencia y con él diseñar la estructura.

El Código Británico (British Standards Institution, 1991) presenta la siguiente expresión para encontrar la probabilidad “P” de que ocurra un evento con un período de retorno “T_R” durante una vida útil de diseño “N”.

$$p = 1-(1-1/T_R)^N$$

Criterio de creciente para diseño

En los Estados Unidos para el diseño de obras de control de erosión se utilizan alguno de los dos criterios siguientes:

a. Creciente básica

La creciente básica se define como la creciente que solo tiene 1% de posibilidad de ocurrencia en un año, lo cual equivale a una creciente con período de retorno de 100 años. Este criterio es utilizado por las compañías de seguros y algunas agencias menores.

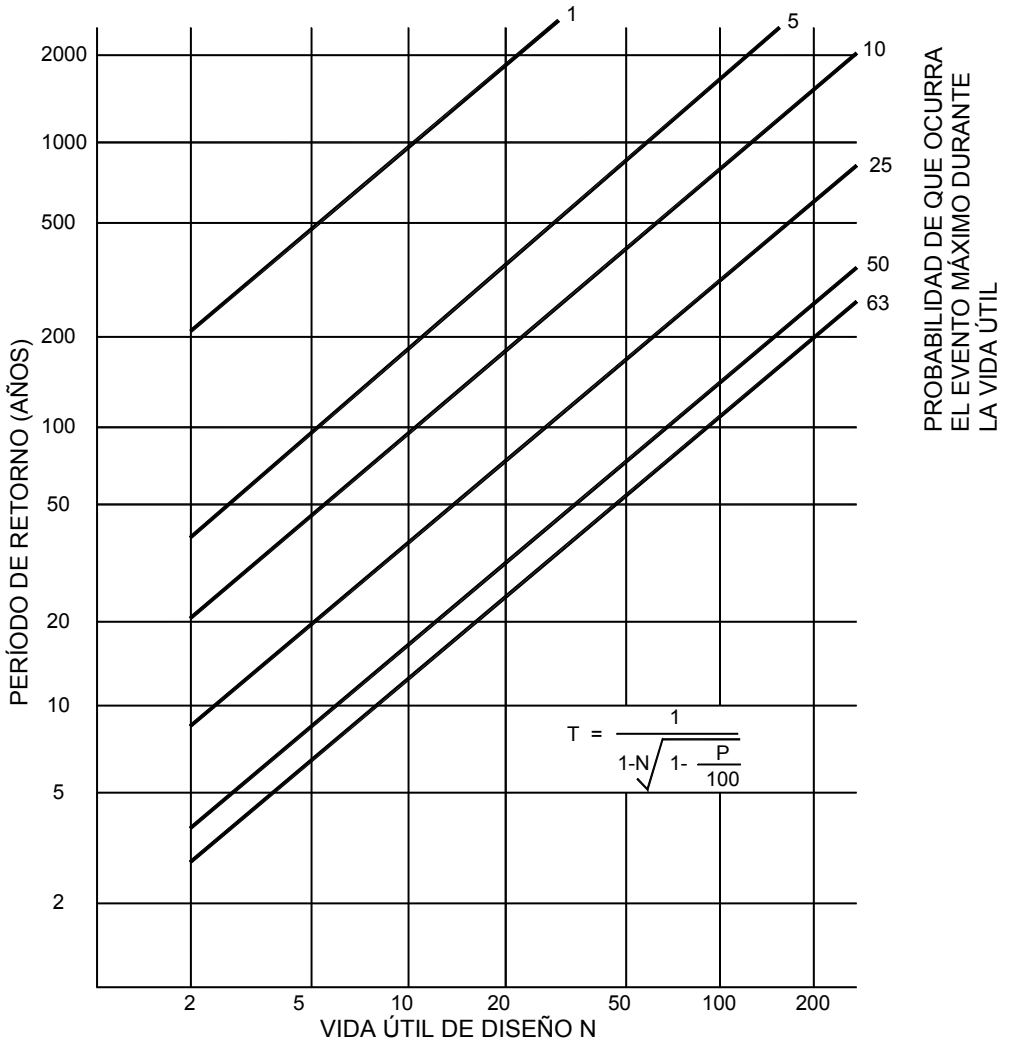


FIGURA 1.10 Relación entre el período de retorno de un fenómeno meteorológico y la probabilidad de que este sea superado durante la vida útil de una estructura (British Standards Institution, 1991)

b. Creciente máxima

La creciente máxima o supercreciente es la que tiene un 0.2 % de probabilidad de ocurrencia en un año, equivalente a una creciente con periodo de retorno de 500 años.

Sin embargo de acuerdo a las características de la obra y la agencia o entidad reguladora se pueden establecer otros criterios. Generalmente este criterio es definido por norma de una entidad y no como suposición del diseñador.

En muchos países de América latina no existen normas a este respecto y se diseñan obras con períodos de recurrencia muy bajos, los cuales no permiten garantizar una vida útil aceptable de la obra.

1.3.2 HIDROGRAMA DE UNA CRECIENTE

La mejor forma de representar los caudales de una corriente es mediante un hidrograma del flujo. Un hidrograma es una serie en el tiempo de los caudales. Es una gráfica de caudal contra tiempo. El período de tiempo puede ser minutos, horas o días y debe seleccionarse en tal forma que sea representativo de la respuesta de la cuenca. En un hidrograma se pueden obtener una serie de variables como tiempo de demora, tiempo de creciente y tiempo hasta el pico (Figura 1.11).

La forma del hidrograma depende de la geología, tipo de suelo, vegetación, intensidad de la lluvia, duración,

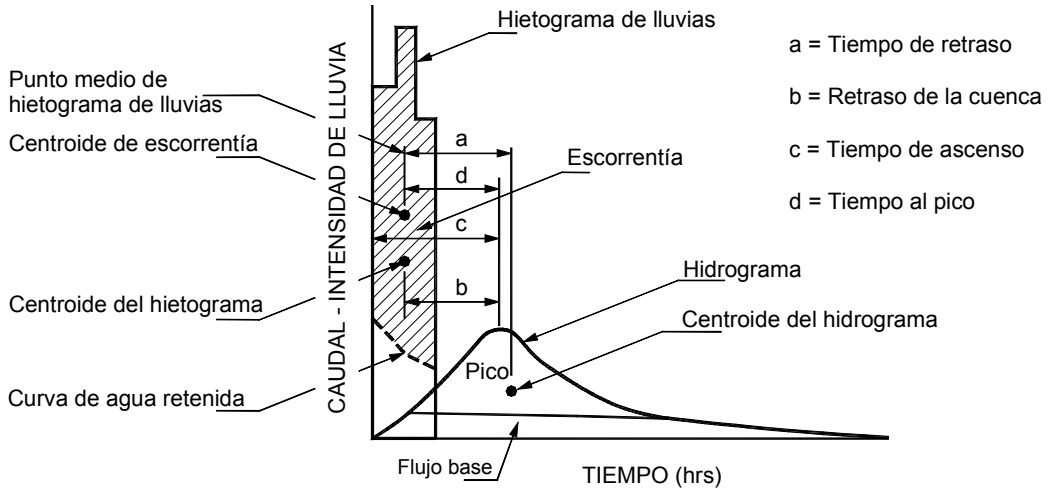


FIGURA 1.11 Variables de un Hidrograma de creciente.

área de precipitación, topografía, morfología, tamaño y forma de la cuenca, densidad de drenaje y de la forma y características del canal de la corriente de agua. Por ejemplo, en las cuencas relativamente pequeñas en zonas de montaña, una lluvia corta e intensa puede producir un hidrograma de gran pico. Estas cuencas reaccionan muy rápidamente y el caudal puede lograr su valor máximo durante la lluvia o inmediatamente después de la lluvia.

En ríos de tamaño mediano las diferencias en el tiempo de concentración de los ríos tributarios conducen a un balance o compensación de las diversas intensidades de la precipitación y el hidrograma tiende a ser relativamente ancho e incluso tener varios picos. Los ríos grandes donde los principales tributarios fluyen por áreas semiplanas, los hidrogramas tienden a ser muy anchos y de poca pendiente con períodos largos, de días o de semanas.

Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario es la respuesta directa del caudal de la cuenca para una cuenca específica, para un volumen de exceso de lluvia de 1 mm y un tiempo determinado. Una cuenca puede tener varios hidrogramas unitarios dependiendo de las diferentes duraciones de las lluvias. Se asume que el exceso de lluvia es uniforme en el tiempo y en el espacio.

El hidrograma unitario puede utilizarse para obtener el hidrograma de caudales, debido a cualquier cantidad de lluvia efectiva. La forma del hidrograma debe reflejar todas las propiedades físicas de la cuenca combinadas. Si la información hidrológica utilizada para el análisis del hidrograma unitario se aproxima a la realidad, el método se ha encontrado que es aceptable para diseño de obras (AASHTO 1999).

Los hidrogramas unitarios pueden obtenerse de mediciones directas de caudales para determinadas tormentas y se pueden aproximar para tormentas de mayor duración utilizando criterios de linearidad y superposición. Aunque es preferible la derivación del hidrograma unitario directamente de mediciones en campo, la falta de información obliga en muchos casos a utilizar un hidrograma unitario sintético basado en las características de la lluvia y de la cuenca.

Hidrogramas regionales

Se han realizado gran cantidad de estudios que han permitido obtener las formas y volúmenes aproximados de los hidrogramas para las crecientes en toda una región hidrológicamente homogénea. Estos hidrogramas han dado resultados satisfactorios para cuencas hasta de 40 Km^2 (AASHTO, 1999). En cuencas de mayor tamaño estas interpolaciones no son confiables. Varios hidrogramas pueden sintetizarse para obtener un hidrograma representativo de las corrientes de toda una región con comportamiento hidrológico similar.

Hidrogramas sintéticos

Los hidrogramas pueden obtenerse de medición de caudales directamente en la corriente o pueden dibujarse hidrogramas sintéticos con base en las características de la cuenca y de las precipitaciones, simulando el comportamiento natural de la corriente. El hidrograma sintético más conocido es el del Soil Conservation Service, pero existe además una gran

cantidad de hidrogramas sintéticos como los de Clark, Nash y Snyder.

La figura 1.12 muestra una serie de formas de hidrogramas sintéticos para una determinada cuenca de acuerdo al método de Clark y en ella también se incluye el hidrograma desarrollado con base en el hidrograma unitario del Soils Conservation Servicie SCS.

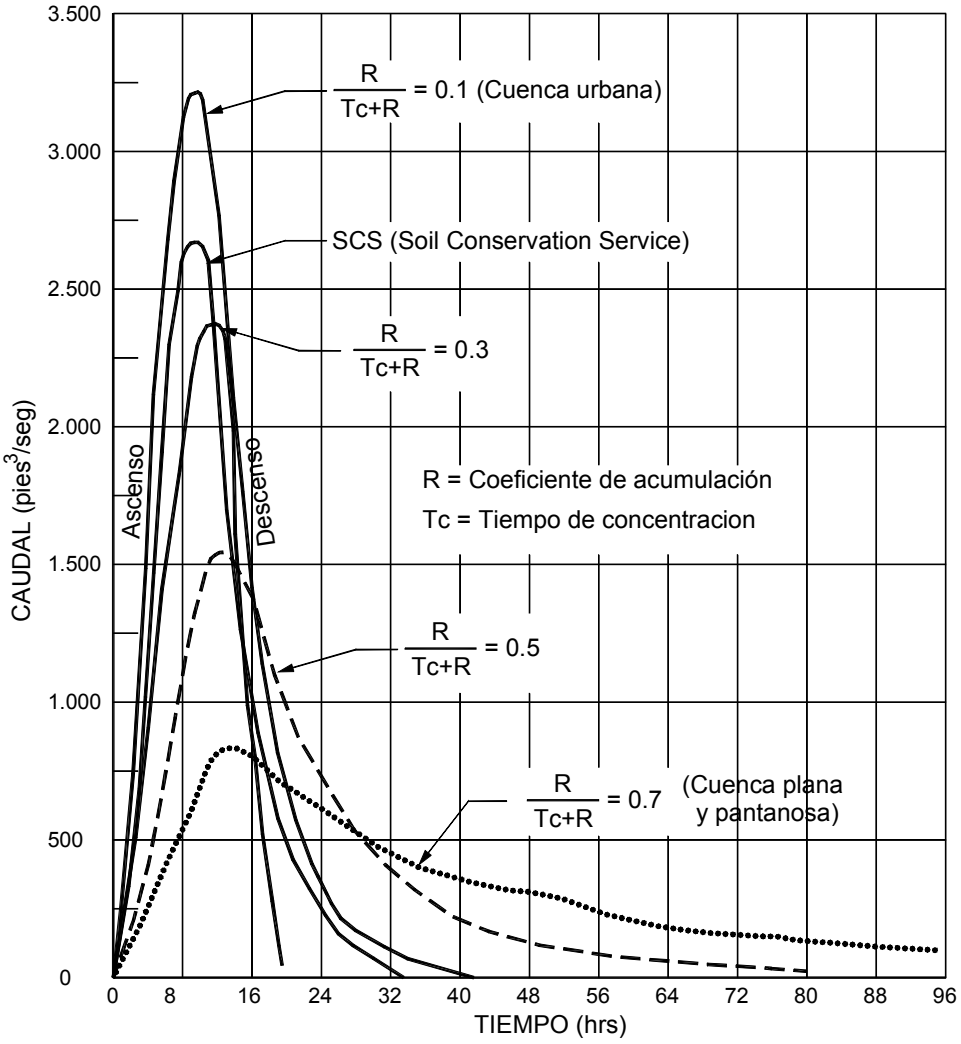
El parámetro que varía es el coeficiente de acumulación R, el cual se representa mediante la relación C_R

$$C_R = \frac{R}{T_c + R}$$

El valor de C_R se ha encontrado que es muy consistente entre las cuencas de un área ecológicamente homogénea.

Para el valor de $C_R = 0.1$, el hidrograma unitario sube en forma muy fuerte y puede ser representativo de una cuenca urbana. Para el valor de $C_R = 0.7$ el hidrograma unitario es muy atenuado y puede ser representativo de una cuenca plana y pantanosa. Entre los valores de C_R de 0.1 a 0.7 se pueden interpolar una gran variedad de respuestas de creciente.

Se pueden realizar dibujos similares para los métodos de Nash y de Snyder.



Área de drenaje = 50 millas cuadradas Tc = 13.3 horas Curva sintética tiempo - área programada HEC-1

FIGURA 1.12 Hidrogramas unitarios de Clark y del SCS (US Army Corps of Engineers, 1997).

1.3.3 METODOLOGIAS PARA EL CALCULO DEL CAUDAL

Una vez determinadas las características de la cuenca, analizada la hidrología y determinado el período de retorno, se puede calcular el caudal de diseño para la estructura a diseñar.

Existe para ello una gran cantidad de métodos pero solo se resumen algunos de los más importantes.

Método racional

El método racional es una fórmula empírica muy sencilla, con la cual se puede aproximar el caudal de una creciente sobre la base de una intensidad de lluvia promedio en milímetros por hora, para una determinada frecuencia y por un tiempo igual al del tiempo de concentración de la corriente. Aunque en cuencas de gran área el método puede dar valores imprecisos, algunos autores (Geotechnical Control Office, 1979), aseguran que el método da resultados satisfactorios en áreas pequeñas. Algunas entidades (AASHTO, 1999) recomiendan limitar el uso del método racional a cuencas hasta de 80 hectáreas.

Este método se utilizó con éxito en el diseño de obras para el control de la erosión en Bucaramanga (Colombia) y aunque da valores relativamente conservativos, estos representan un factor de seguridad muy importante en el diseño de obras de control de erosión, en donde se debe diseñar para caudales máximos probables, con el objeto de garantizar una vida útil de las obras.

De acuerdo con la fórmula racional:

$$Q = C.I.A$$

Donde:

Q = Caudal en volumen / tiempo.
A = Area de drenaje.
C = Coeficiente de Escorrentía (Ver tabla 1.2).
I = Intensidad de la lluvia en altura de agua por tiempo, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y para un período de retorno determinado.

Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía es función del tipo del suelo, de la permeabilidad de la superficie del terreno, de la pendiente y del tipo de cobertura vegetal. Para determinar el valor del coeficiente de escorrentía se presenta el criterio utilizado en Texas (Williams, 2001)

Para diseño de obras de control de escorrentía en taludes se recomienda un valor de C igual a 1.0 (Geotechnical Control Office, 1979). La utilización de este valor ayuda a que el sistema de drenaje posea un factor de seguridad adecuado.

TABLA 1.2 Coeficientes de escorrentía C para su utilización con el método racional (Williams, 2001)

Características de la superficie	Pendiente %	Período de retorno (años)						
		2	5	10	25	50	100	500
		Coeficiente de Escorrentía C						
Asfalto		0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto y techos		0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Pastos y parques con 50% de cobertura	0 a 2	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
	2 a 7	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
	Más de 7	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Pastos y parques con 50 a 75% de cobertura	0 a 2	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
	2 a7	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
	Más de 7	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Pastos y parques con más del 75% de cobertura	0 a 2	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
	2 a7	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
	Más de 7	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Tierra cultivada	0 a 2	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
	2 a7	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
	Más de 7	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Bosques	0 a 2	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
	2 a7	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
	Más de 7	0.35	0.39	0.41	0.40	0.48	0.52	0.58

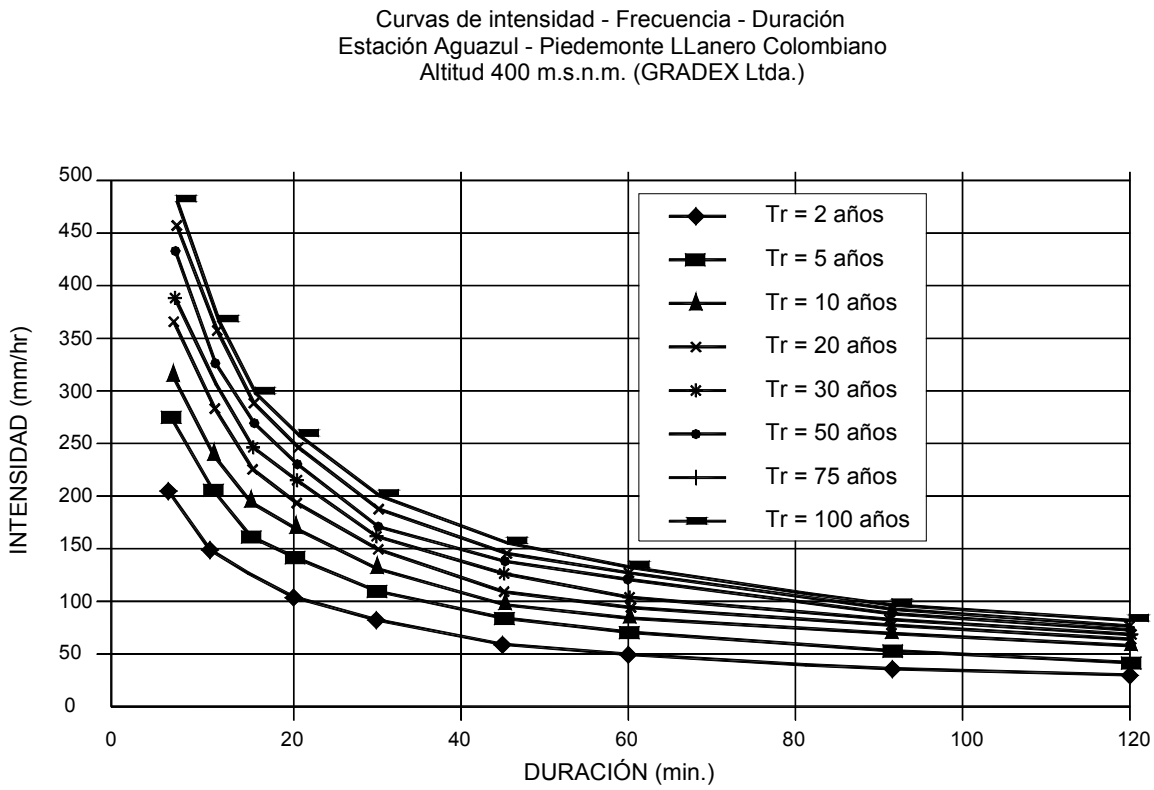


FIGURA 1.13 Curvas intensidad- frecuencia- duración en el Piedemonte llanero Colombiano.

Intensidad de la lluvia

La intensidad de la lluvia se puede determinar con las curvas de intensidad - duración – frecuencia, de aguaceros equivalentes en función del período de retorno (Figura 1.13).

Algunas áreas del país cuentan con instrumentación hidrológica suficiente para elaborar estas curvas o pueden emplearse curvas de cuencas aledañas que tengan el mismo ambiente de lluvias.

Período de retorno

El período de retorno a utilizar en el análisis depende de la vida útil requerida para la estructura. El período de retorno debe ser muy superior a la vida útil esperada de la estructura a diseñar.

Método del hidrograma unitario

Existe una gran cantidad de métodos que utilizan el criterio del hidrograma unitario, los cuales se recomienda consultarlos en los textos de hidrología. La mayoría de estos métodos se trabajan utilizando programas de computador o Software.

Utilización de Software

Hasta el momento se han desarrollado una gran cantidad de paquetes de software para el análisis hidrológico de corrientes. Entre otros se mencionan los siguientes programas:

HYDRAIN (Federal Highway Administration)

HEC (U.S. Army corps of engineers)

NRCS-TR (National resource conservation service)

SWMM (Stormwater management model)

HSP (Stanford watershed model)

Penn State Urban Runoff Model

MITCAT (Massachusetts Institute of Technology)

STORM(U.S,. Army Corps of Engineers)

ILLUDAS (Illinois State Water Survey)

DAWDY (U.S. geological survey)

Y deben aparecer nuevos programas en el futuro.

Estos programas de computador permiten utilizar varios métodos, los cuales deben escogerse de acuerdo a la aplicabilidad del modelo y a la disponibilidad de la información requerida. Algunos de estos programas se pueden obtener gratuitamente

en el INTERNET y el autor recomienda obtenerlos y aprenderlos a manejar.

No se ha realizado la calibración de la mayoría de estos modelos en cuencas de montañas tropicales, por lo tanto se desconoce el nivel de precisión para su utilización confiable; sin embargo la experiencia va a determinar su utilización. Lo esencial es que no se diseñe obra alguna de control de erosión sin conocer de antemano los caudales y velocidades que se requiere manejar.

Uso del programa HEC-HMS

Para el cálculo de caudales en cuencas es utilizado el Sistema de Modelación hidrológica desarrollado en el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos (HEC-HMS), que proporciona una variedad de opciones para simular los procesos de lluvia y escorrentía de una cuenca. HEC-HMS está compuesto por una interfase gráfica, componentes integrados de análisis hidrológico, almacenamiento de datos y reporte gráfico.

La ejecución de una simulación requiere la especificación de tres grupos de datos:

El primero es el *Modelo de la Cuenca*, contiene parámetros y datos de conexión de los elementos hidrológicos. Los tipos de elementos son: subcuencas, tramos de ríos, puntos de convergencia, embalses, nacimientos de agua, receptores y derivaciones.

El segundo es el *Modelo de Precipitación*, está compuesto por los datos meteorológicos y la información requerida para estos procesos. El modelo puede representar condiciones históricas o hipotéticas.

El tercer grupo de datos lo componen las *Especificaciones de Control*, especifica la información temporal para la simulación. Un proyecto puede consistir de varios grupos de datos de cada tipo. Una ejecución es configurada con un modelo de cuenca, un modelo de precipitación y las especificaciones de control.

Modelo de la cuenca

El análisis se inicia con la entrada del modelo de la cuenca, con sus respectivas subcuencas y los cauces que la componen.

Cada subcuenca debe ser caracterizada con los parámetros para el análisis de pérdidas, de escorrentía, y tránsito de la avenida.

Análisis de pérdidas / Infiltración

La infiltración en el suelo y las pérdidas de precipitación en la superficie involucran muchos procesos diferentes a diferentes escalas de observación. El más básico de los procesos es la infiltración de agua en un suelo "ideal", un suelo con propiedades uniformes y profundidad infinita. Inicialmente, se asume que el suelo tiene un contenido de agua uniforme. Al comienzo de la lluvia, el agua es infiltrada hasta que la precipitación excede la capacidad de absorción de agua del suelo. En este punto, la superficie se satura y la lluvia que excede la capacidad de infiltración del suelo es asumida como escorrentía.

Entre las pérdidas en la superficie se encuentran las debidas a la intercepción, almacenamiento en depresiones, y a la retención. La intercepción resulta de la absorción de lluvia por la cobertura superficial tales como planta y árboles. El almacenamiento de lluvia en depresiones de la superficie permite que el agua eventualmente se infiltre o evapore. También una función de la topografía, es la retención, que actúa como un mini-embalse, incrementando el tiempo de retención del flujo superficial y proporciona más oportunidad para la infiltración.

El proceso de pérdida por infiltración es complejo y está afectado por muchos factores. Las propiedades del suelo son importantes, pero la química del agua, la actividad biológica, la heterogeneidad del suelo y la cobertura superficial modifican la capacidad de infiltración del suelo. La cobertura superficial y la topografía también están involucradas en las pérdidas por intercepción, almacenamiento y retención de la precipitación.

Los métodos usados para modelar la rata de pérdidas/ infiltración pueden ser clasificados en físicos, como el de Green and Ampt, conceptuales como el Método de Pérdidas de Holton, y empíricos como el Método de la Curva Número (CN) del Soil Conservation Service (SCS), el método de Pérdidas iniciales y Constantes puede ser considerado como empírico.

Método de la curva número

En cuencas con información escasa para el cálculo de las pérdidas se utiliza el método de la Curva Número del Soil Conservation Service. Los parámetros necesarios para la utilización de este método incluyen el coeficiente número CN que está determinado por factores como el grupo hidrológico del suelo, el tipo de cobertura, el tratamiento de la tierra, las condiciones hidrológicas, y las condiciones de escorrentía antecedentes, estos factores son obtenidos de fotografías aéreas y visitas de campo a la zona a analizar.

FOTOGRAFÍA 1.3 y 1.4 Erosión acelerada por intervención antrópica en taludes y en cauces de corrientes.

El SCS ha clasificado todos lo suelos en cuatro grupos hidrológicos (A, B, C y D) de acuerdo a su rata de infiltración, con A teniendo la más alta y D la más baja capacidad; esto depende del tipo de material por el que esté conformado el suelo que es determinado por la geología de la zona. También se requiere determinar las pérdidas iniciales y el porcentaje de área impermeable de la cuenca.

Transformación de Escorrentía

La escorrentía total está compuesta por la escorrentía directa y el flujo base. La escorrentía directa resulta del exceso de precipitación, la cual es considerada como una porción de la precipitación que aparece como una corriente de agua durante o luego de una tormenta. El flujo base resulta de la escorrentía subsuperficial previa al evento de precipitación y la escorrentía retardada de la tormenta actual. La diferencia entre la precipitación total de la tormenta y el exceso de precipitación es denominada pérdidas (o abstracciones).

Hidrograma unitario

Para cuencas sin aforos, el desarrollo directo de un hidrograma unitario no es posible y son empleadas técnicas para estimar un hidrograma unitario de características medibles de la cuenca. Generalmente, un hidrograma unitario es representado matemáticamente como una función de uno o dos parámetros, y estos parámetros están relacionados con las características de la cuenca por análisis de regresión o por otros medios.

La transformación del exceso de precipitación a escorrentía directa puede realizarse con un hidrograma unitario o métodos de onda cinemática.

Un hidrograma unitario puede ser especificado en forma tabular o en términos de los parámetros definidos por Clark, Snyder o el método del SCS. El método de la onda cinemática permite la definición de dos planos de flujo rectangular. La escorrentía desde un plano de flujo rectangular puede ser dirigido a través de uno o dos canales colectores y un canal principal con el método de la onda cinemática o Muskingum Cunge.

Para el análisis de la escorrentía en una cuenca se utiliza un hidrograma unitario basado en el Modelo de Clark (Clark 1945), el cual difiere de otros modelos en que tiene en cuenta el efecto de la forma de la cuenca (y otros factores) sobre el tiempo de viaje.

El parámetro que varía para el hidrograma unitario de Clark es el coeficiente de almacenamiento R. Cada hidrograma unitario está marcado con un valor para la relación R / (tc+R). Para un valor de esta relación de 0.1, el hidrograma unitario se eleva fuertemente y puede representar a la respuesta de la escorrentía de una cuenca urbana. Para un valor de 0.7, el hidrograma unitario es más atenuado y puede representar una cuenca plana pantanosa. El punto es que con dos parámetros, hay flexibilidad sustancial para el ajuste de una amplia variedad de respuestas de escorrentía.

Para el trabajo de cuencas de alta pendiente se utiliza una relación R/(tc+R) = 0.25 que es equivalente a utilizar el hidrograma unitario del SCS (adoptando una constante de 484 en la ecuación para la descarga pico).

Tiempo de concentración

En la aplicación del modelo de Clark, deben ser estimados los valores de diseño del tiempo de concentración y el coeficiente de almacenamiento. Para áreas urbanas, los valores de tc son normalmente calculados como la longitud dividida por la velocidad determinada por fórmulas hidráulicas o valores tabulados. Para cuencas de drenaje rurales tc es generalmente estimada por medio de fórmulas empíricas.

El tiempo de concentración se calcula con base en la ecuación empírica de retardo del SCS a partir de cuencas de uso agrícola (1973).

$$t_c = \frac{100\, L^{0.8}\left[(1000/CN) - 9\right]^{0.7}}{1900\, S^{0.5}}$$

Donde tc está dado en minutos, *L* es la longitud del canal expresada en pies, *S* es la pendiente promedio del canal en pie/pie y *CN* es el coeficiente número del SCS.

Otro parámetro a especificar en las características de la cuenca es el del flujo base que puede ser determinado de tres formas dependiendo de la información disponible, el método de la recesión, que depende de tres parámetros, el flujo inicial, la constante de recesión y el valor umbral; el método de flujo base mensual utiliza un flujo constante para cada mes del año y se puede simular sin flujo base y de esta forma el hidrograma se calcula sólo con la escorrentía directa.

Tránsito de la avenida

Las opciones del tránsito incluyen el método de Muskingum, de la Onda cinemática y el método de Muskingum – Cunge. El método de la Onda cinemática y el de Muskingum – Cunge pueden ser utilizados con formas geométricas estándar (circulares o trapezoidales), o con secciones transversales definidas por ocho grupos de coordenadas X – Y, y tres valores del coeficiente de Manning.

En el caso de cuencas con información escasa se utilizan métodos que involucren parámetros medibles u observables de la cuenca.

Modelo de precipitación

El modelo de precipitación es la información requerida para definir la precipitación histórica o hipotética que va a ser usada junto con el modelo de la cuenca. Los tipos de tormenta hipotética incluyen los basados en la frecuencia y la tormenta del proyecto estándar del Cuerpo de Ingenieros. Las tormentas basadas en la frecuencia requieren que el usuario suministre profundidades de lluvia para varias duraciones.

Especificaciones de control

Las especificaciones de control incluyen la fecha de inicio y fin para una simulación, y el intervalo de tiempo para los cálculos.

1.4 ECUACIÓN UNIVERSAL DE LA EROSIÓN

Para determinar el potencial de erosión en campos agrícolas se desarrollaron una gran cantidad de ecuaciones con base en los diversos parámetros que afectan la erosión. Estos métodos han sido utilizados como una forma de evaluar el potencial de erosión de un área determinada.

De estos modelos empíricos el más conocido es la Ecuación Universal de Pérdidas de suelo desarrollada por Smith y Wischmeier (Tragsa, 1994). El modelo paramétrico permite la evaluación de las pérdidas de suelo, incluyendo tanto la erosión laminar como la erosión en surcos mediante la expresión:

$$A = R \,.\, K\, S \,.\, L \,.\, C \,.\, P$$

Donde:

A = es la pérdida de suelo por unidad de superficie, que se obtiene por el producto del resto de los factores (Ton/hectárea).

R = *factor lluvia* es el número del índice de erosión pluvial, $E.I_{30}$, en el período considerado, y mide la fuerza erosiva de una lluvia determinada;. ($J.m^{-2}$. $cm.hora^{-1}$).

K = *factor erosionabilidad de suelo* es el valor de la erosión por unidad de índice de erosión pluvial, para un suelo determinado, con una pendiente del 9% y una longitud de declive de 22.1 m.

$$K\left(\frac{t.m^2.hora}{ha.J.cm}\right)$$

L = *factor longitud de la ladera* es la relación entre la pérdida de suelo para una longitud determinada y la pérdida en una longitud de 22.1 m del mismo tipo de suelo (adimensional).

S = *factor pendiente* es la relación entre las pérdidas para un pendiente determinada y las pérdidas para una pendiente del 9% del mismo tipo de suelo (adimensional).

C = *factor cultivo* y ordenación, la relación entre las pérdidas de suelo en un terreno cultivado en condiciones específicas y las pérdidas correspondientes para ese suelo sin cultivo (adimensional).

P = *factor prácticas de conservación* del suelo, la relación entre las pérdidas de suelo con cultivo a nivel, en fajas y en terrazas, y las pérdidas de suelo correspondientes a un cultivo en surcos según la pendiente (adimensional).

1.4.1 ÍNDICE DE EROSIÓN PLUVIAL – R

El índice de erosión pluvial o factor de erosionabilidad de los aguaceros, se define como el producto de la energía cinética de un aguacero por su máxima intensidad en un tiempo de 30 minutos.

La energía cinética se calcula por:

$$E = 210.2 + 89 \log_{10} I$$

Donde:

E (julios. $m^2.cm^{-1}$): energía cinética del aguacero.
I (cm.hora-1): intensidad de la lluvia en el período considerado.

El índice de erosión pluvial R se define por:

$$R = \frac{\sum_{j=1}^{n} (210.2 + 89 \log_{10} I_j)(I_j . T_j) I_{30}}{100}$$

Donde:

R = (julios.m^2.cm.hora-1), índice de erosión pluvial.
Tj = período de tiempo (horas) para intervalos homogéneos de lluvia durante el aguacero.
I_{30} = máxima intensidad de lluvia durante el aguacero.
J = intervalos homogéneos del aguacero.
n = número de intervalos.

El valor *R* correspondiente a un año será la suma de los valores de *R* de cada una de las lluvias registradas en ese tiempo. Para obtener un valor representativo confiable de *R* es necesario calcular un ciclo al menos de 10 años.

1.4.2 ÍNDICE DE EROSIONABILIDAD DEL SUELO – K

El factor K del suelo se evalúa de forma experimental para parcelas tipo.

Para cada suelo se mide la relación entre el peso de suelo perdido (t . ha-1) y el número de unidades del índice de erosión pluvial correspondientes, en condiciones sin cultivo continuo. Con el conjunto de valores obtenidos se calcula el promedio de K para cada suelo, a partir del cual se establece una ecuación de regresión en función de las variables representativas de sus propiedades físicas.

La regresión establecida viene expresada por la ecuación:

$$100K = 10^{-4} . 2.71M^{1.14} (12 - a) + 4.20(b - 2) + 3.23(c - 3)$$

Donde:

M, factor representativo de la textura. Se calcula como el producto del porcentaje de partículas de suelo comprendidas entre 0.002-0.1 mm. de diámetro, expresado en %, por el porcentaje de partículas de suelo comprendidas entre 0.002-2 mm. de diámetro, expresado también en %, o lo que es igual, a 100 menos el % de arcilla de la muestra.

M = [100 - % arcilla]. [% (limo + arena muy fina)]

a, % de materia orgánica

b, número correspondiente a la estructura del suelo según la siguiente codificación:
1 – grano muy fino (<1mm)
2 – grano fino (1-2 mm)
3 – grano medio (2-5mm) y gránulo grueso (5-10mm)
4 – grano liso, prismático, columnar y muy grueso (>10mm)

c, clase de permeabilidad del perfil, según la siguiente codificación del *USDA-Soil Survey Manual*:
1 – rápida a muy rápida
2 – medianamente rápida
3 – moderada
4 – moderadamente lenta
5 – lenta
6 – muy lenta

Los valores de la textura, materia orgánica y estructura se refieren a los 15 – 20 cm, superiores del suelo y los de permeabilidad a todo su perfil.

Los valores más elevados calculados para *K* son de 0.92 y corresponden a suelos en que la fracción limo más arena muy fina, representa virtualmente la totalidad de la muestra y es nulo el contenido de materia orgánica.

La determinación del valor *K* se puede hacer gráficamente con ayuda de la (Figura 1.14).

1.4.3 FACTORES TOPOGRÁFICOS L Y S

Factor L

El factor *L*, longitud de la ladera viene definido por:

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.1}\right)^m$$

Donde λ es la longitud en metros y *m* un exponente influenciado principalmente por la interacción entre la longitud y la pendiente. La longitud se define como la distancia desde el origen de la escorrentía superficial hasta el inicio del depósito.

Factor S

El factor pendiente *S* se expresa por:

$$S = \frac{0{,}43 + 0{,}30s + 0{,}043s^2}{6{,}613}$$

Siendo s la pendiente en %.

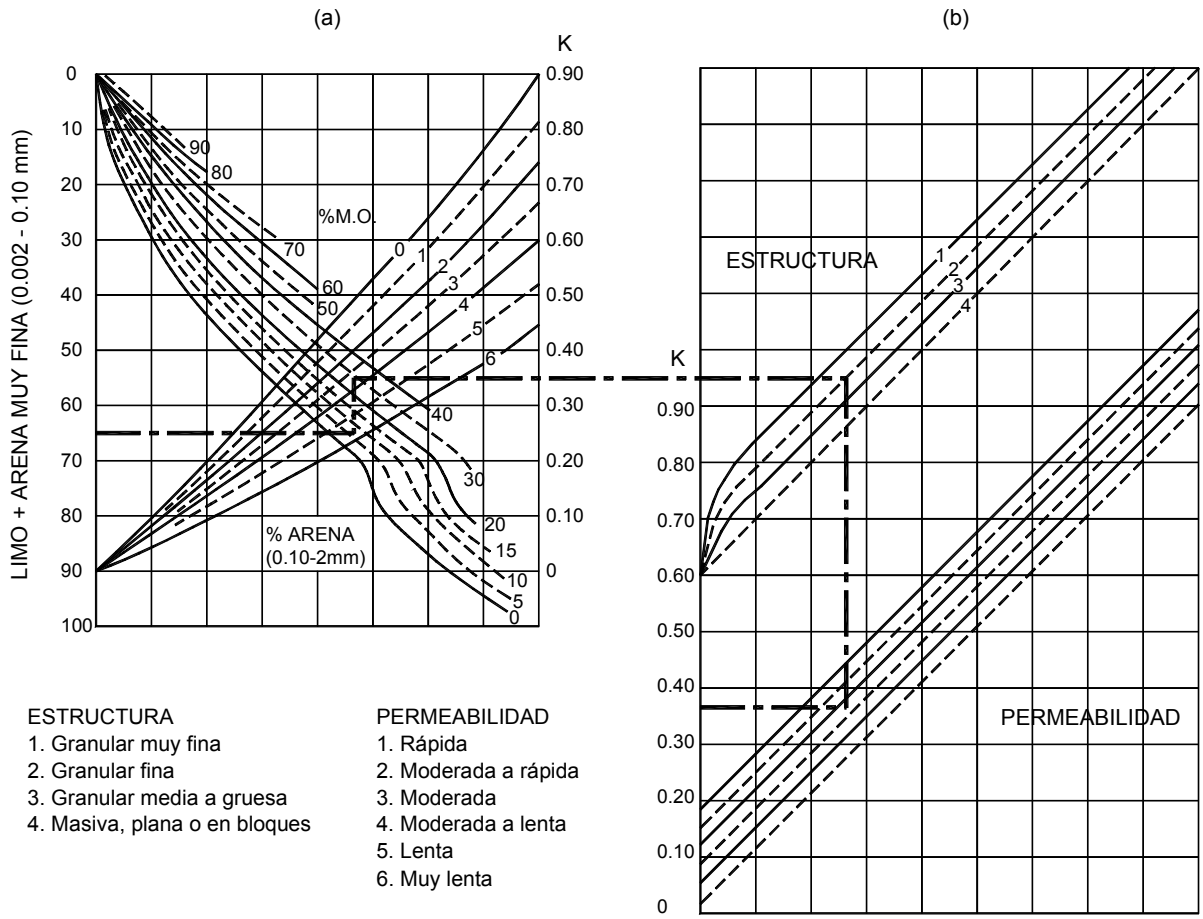


FIGURA 1.14 Abaco para la determinación gráfica del índice de erosionabilidad del suelo - K.

Factores L y S agrupados

Suelen agruparse bajo la denominación de factor topográfico *L.S*, los dos factores que integran el efecto del relieve, longitud y pendiente.

La ecuación obtenida del análisis estadístico de los datos para representar el producto *L.S*, es la siguiente (Wischmeier 1982):

Para pendientes menores del 9 %:

$$L.S. = \left[\frac{\lambda}{22{,}1}\right]^{0.3} \cdot \left[\frac{0{,}43 + 0{,}30s + 0{,}043s^2}{6{,}613}\right]$$

Y para pendientes iguales o mayores del 9%:

$$L.S. = \left[\frac{\lambda}{22{,}1}\right]^{0.3} \cdot \left[\frac{s}{9}\right]^{1.3}$$

Estas ecuaciones son estrictamente aplicables en el caso de laderas de pendiente uniforme con un mismo tipo de suelo y vegetación en toda su longitud, debiendo utilizarse factores correctores, para el caso en que a lo largo del recorrido de escurrimiento se produzcan cambios sensibles de pendiente o de alguno de los otros factores.

La obtención de los parámetros λ y s que definen el factor topográfico, no presentan dificultades cuando se trata de una parcela concreta de terreno.

Los valores de *L.S* así calculados predicen la erosión promedio que tiene lugar sobre la totalidad de la ladera. Pero, evidentemente, esta erosión no está distribuida igualmente a lo largo de toda su longitud.

TABLA 1.3 Valores de C para cobertura vegetal

Tipo y altura de la cobertura	Porcentaje de cubrimiento del suelo					
	Coeficiente C					
	0	20	40	60	80	95-100
Cobertura de pastos bajos	.45	.20	.10	.042	.013	.003
Cobertura de pastos y hierbas (0.5m).	.36	.17	.09	.038	.012	.003
Arbustos (2m)	.40	.18	.09	.040	.013	.003
Árboles (4m)	.42	.19	.10	.041	.013	.003

Valores de λ y S

La determinación de los valores representativos de los parámetros λ y s en el caso de aplicarse el modelo a superficies de cierta extensión o pequeñas cuencas hidrográficas en que, a pesar de la homogeneidad de otros factores, estas variables pueden presentar amplias variaciones, resulta más compleja y puede obtenerse por los métodos de la "densidad de drenaje" y de "pendiente media" de Horton y de "contorno punto extremo" de Williams y Berndt (1976).

Horton considera que el valor de λ en una cuenca pequeña puede ser estimado como la mitad de la inversa de la densidad de drenaje. Como la densidad de drenaje es la relación entre la suma de longitud de los cauces que constituyen dicha red a la superficie de la cuenca, la expresión será:

$$\lambda = 0{,}5 \frac{\Omega}{\sum L}$$

Ω (Km^2) = superficie de la cuenca

ΣL (Km) = longitud total de cauces.

1.4.4 FACTOR COBERTURA VEGETAL DEL SUELO – C

La influencia del sistema de cultivo en la erosión se manifiesta a través de la especie cultivada, las mezclas cuando existan, la forma y número de las labores, la productividad, la existencia de mayor o menor erosividad de la lluvia en el período del año en que se realiza el cultivo.

Como es fácil deducir, el número de combinaciones posibles es muy elevado y no es posible separar los efectos de cada uno por lo cual se utilizan a través de un solo factor.

TABLA 1.4 Factor C para bosques

% de área cubierta	Tipo de ordenación	
	Coeficiente C	
	Sin pastoreo	Con pastoreo
100 – 75	0.001	0.003 – 0.0011
75 – 40	0.002 – 0.003	0.01 – 0.03
40 - 20	0.003 – 0.009	0.03 – 0.09

Este factor C ya se ha definido como la relación entre las pérdidas de suelo que se producen bajo una alternativa y con unas determinadas técnicas de cultivo, y las pérdidas correspondientes a un suelo no cultivado.

Se han elaborado una gran cantidad de tablas para determinar el valor del coeficiente C dependiendo del tipo y cubrimiento de la cobertura vegetal (Tablas 1.3 y 1.4).

1.4.5 FACTOR DE PRÁCTICAS DE CONSERVACIÓN – P

Se ha considerado como una variable independiente y, por lo tanto, no incluido en el factor C, cuando se trata de las prácticas siguientes: cultivo a nivel, cultivo por fajas y terrazas. Otras prácticas conservacionistas como rotación con cultivos herbáceos, tratamientos fertilizantes, cubiertas artificiales, etc., se consideran dentro de los trabajos de cultivo y por tanto, su influencia en las pérdidas de suelo se incluye dentro del factor C. El factor P varía según la pendiente y sus valores pueden obtenerse en la tabla 1.5.

En el caso de prácticas de cultivo en terrazas, además del coeficiente P considerado, debe modificarse el factor L de longitud de la ladera, adoptando para la longitud entre terrazas consecutivas, cuando se requieran calcular los sedimentos que salen fuera del terreno aterrazado o para estimar su contribución al conjunto de sedimentos producidos en la cuenca.

Para calcular las pérdidas de suelo, en el terreno cultivado entre terrazas, debe utilizarse el valor de P correspondiente al cultivo por curvas del nivel, con la L correspondiente al intervalo entre terrazas.

TABLA 1.5 Factor P de prácticas de conservación

Pendiente %	Cultivo a nivel	Cultivo en fajas	Terrazas
Factor P			
1-2	0.60	0.30	0.12
3-8	0.50	0.25	0.10
9-12	0.60	0.30	0.12
13-16	0.70	0.35	0.14
17-20	0.80	0.40	0.16
21-25	0.90	0.45	0.18

1.5 MECANISMOS DE EROSIÓN

La mecánica de la erosión incluye tres procesos básicos:

1. Desprendimiento de las partículas
2. Transporte de las partículas desprendidas
3. Depósito o sedimentación.

Las fuerzas que actúan o fuerzas tractivas dependen de la velocidad del agua, la turbulencia, los caudales y la forma y rugosidad del canal y la resistencia del suelo a la fuerza tractiva depende de la estructura y las interacciones físico – químicas entre las partículas de suelo (Figura 1.15)

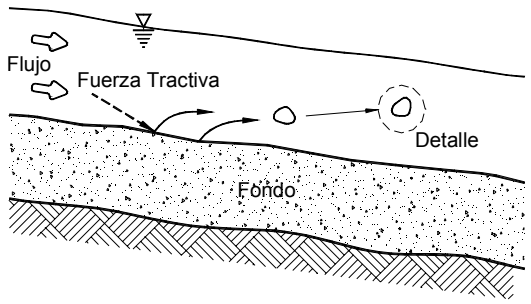
El control de erosión está dirigido a disminuir la fuerza tractiva y/o aumentar la resistencia del suelo a la erosión.

Corrasión o abrasión

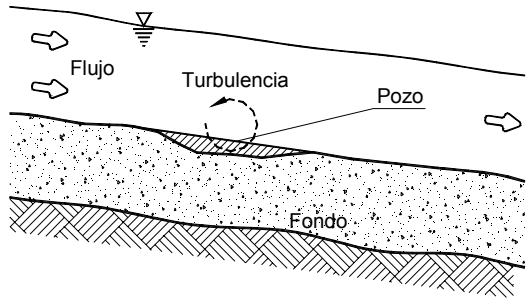
Es el desgaste mecánico del perímetro del cauce o de los bloques acarreados por la corriente. Los bloques o cantos se van desgastando y redondeando al moverse por acción del flujo de agua y la roca del fondo y orillas del cauce, se van erosionando por la fricción de los bloques, gravas y arenas.

Disolución

El proceso de disolución de material de suelo o roca es mucho más común de lo que la mayoría de los ingenieros creen. En algunos casos de erosión, más de la mitad del material erosionado fue disuelto por el agua. Este proceso es propio de compuestos como los óxidos de hierro y los carbonatos. La mayoría de las aguas llevan en solución productos de la erosión del suelo sobre el cual circula. Algunos suelos o productos de la meteorización de rocas son muy resistentes a la solución en agua pero otros como las calizas son fácilmente vulnerables (Tabla 1.6).



a. - Arrastre de Partículas



b. - Formación de Pozos en el Fondo

FIGURA 1.15 Desprendimiento y arrastre de partículas

TABLA 1.6 Estimativos de disminución de nivel por disolución en rocas

Tipo de roca	Descenso del nivel del terreno mm/1.000 años
Rocas Igneas y Metamórficas	0.5 a 7.0
Esquistos micáceos	2.0 a 3.0
Areniscas del Mesozoico y Terciario	16 a 34
Morrenas glaciales	14 a 50
Yesos	22
Calizas	22 a 100

Fricción hidráulica

La resistencia a lo largo del contacto de la corriente de agua con el suelo se le llama fricción hidráulica, la cual forma una zona de «Turbulencia» en la corriente. El espesor y características dinámicas de esta capa dependen de la rugosidad de la línea del suelo y de la velocidad, dirección y tipo de flujo. La turbulencia está caracterizada por un flujo irregular en todas las direcciones con un rango amplio de velocidades y se presenta flujo tangencial hacia abajo, tangencial hacia arriba, frontal hacia fuera, junto con combinaciones de estas y otras formas de flujo más complejas. Las fuerzas generadas pueden desprender las partículas de suelo por fenómenos de arrastre, cavitación, etc.

La fricción que genera la fuerza tractiva en la superficie y el transporte de sedimentos en especial de los granulares produce una pérdida de energía y una disminución de velocidad del agua cerca al contacto con el suelo.

Para que la erosión ocurra se requieren velocidades mayores que las que son necesarias para el transporte de los sedimentos (Figura 1.16). Las partículas son erosionadas cuando las fuerzas de tracción, levantamiento y abrasión exceden las fuerzas de gravedad, cohesión y fricción, que tratan de mantener las partículas en su sitio. En el proceso de erosión ocurre una profundización y ensanchamiento del cauce.

No todos los sedimentos son transportados por suspensión; las partículas más grandes son cargadas por «Tracción» que consiste en rodamiento y arrastre y las partículas de tamaño mediano son transportadas a saltos. La concentración de sedimentos es mayor en el fondo del torrente que en la superficie. Mientras las partículas finas están más o menos uniformemente distribuidas, las partículas gruesas son transportadas muy cerca al fondo. (Figura 1.17)

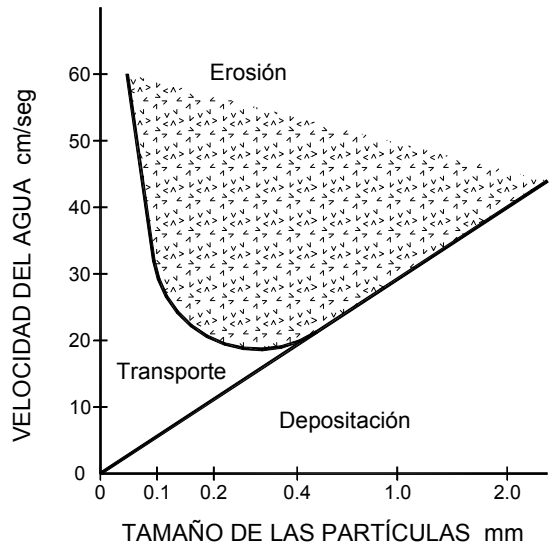


FIGURA 1.16 Velocidades de erosión, transporte y depositación

Fuerzas de erosión

Las fuerzas que ejerce el flujo sobre las partículas o sedimentos en el perímetro del cauce son básicamente las fuerzas de tracción y de levantamiento. La evaluación de estas fuerzas es muy compleja debido a los siguientes factores:

- La variación permanente de velocidades o fluctuaciones en el flujo turbulento. La variación de las velocidades instantáneas puede ser de 2 a 3 veces el promedio.
- La heterogeneidad o variedad de tamaño de granos expuestos a la corriente. Las partículas grandes protegen de las fuerzas de flujo a las más pequeñas. La superficie del fondo de la corriente no es uniforme, lo cual hace que las fuerzas no sean uniformes.

Los valores críticos de los esfuerzos del flujo sobre las partículas son funciones erráticas del perfil de velocidades, la turbulencia, las fluctuaciones de velocidad y de la forma y tamaño de las partículas y la geometría de la superficie del fondo. En los taludes de las orillas el esfuerzo crítico de erosión depende adicionalmente del ángulo o pendiente de la orilla y del ángulo de fricción o de reposo de las partículas.

Yang (1973) propuso un criterio para determinar el movimiento inicial o desprendimiento de las partículas de sedimento, de acuerdo a la figura 1.18, analizando el desprendimiento de un bloque de roca en el fondo de una corriente. Se requiere una fuerza tractiva de fricción del flujo de agua sobre la partícula de suelo para lograr que esta partícula, embebida dentro de la masa de material del fondo de la corriente pueda ser desprendida.

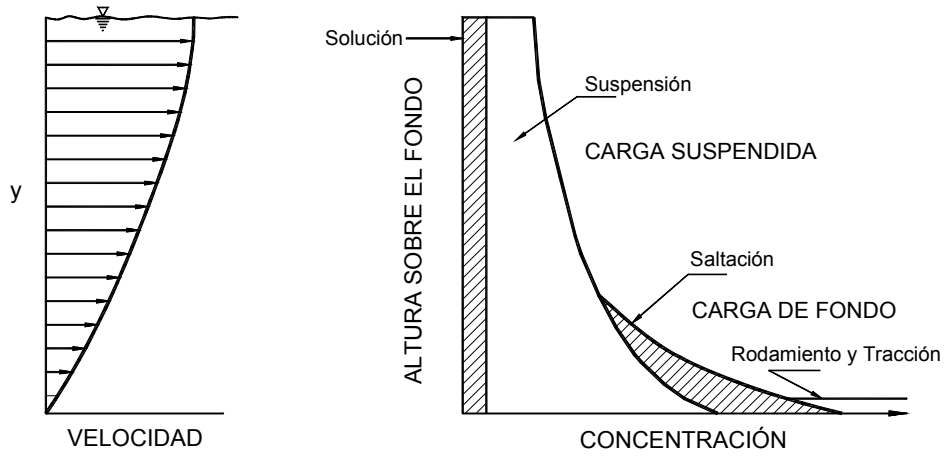


FIGURA 1.17 Concentración de sedimentos con la profundidad de flujo.

1.6 CONCEPTO DE FUERZA TRACTIVA

1.6.1 CÁLCULO DE LA FUERZA TRACTIVA

Un criterio utilizado para calcular la fuerza que el agua en movimiento ejerce sobre las partículas de suelo es el de fuerza tractiva de una corriente τ_o.

La fuerza tractiva es la fuerza de corte que ejerce el flujo sobre las partículas del cauce en un determinado punto.

Ecuación general de la fuerza tractiva

Para un cauce recto y ancho, la fuerza tractiva ejercida por el agua puede determinarse por medio de la fórmula general:

$$\tau_o = \rho v^2 = \rho g.y.i$$

Donde:

τ_o = Fuerza tractiva
ρ = Densidad del agua
v = Velocidad de la corriente en la superficie del cauce
y = Altura de flujo
i = Pendiente promedio
g = Aceleración de la gravedad

Asumiendo una distribución vertical de velocidades esta ecuación se puede presentar en la siguiente forma:

$$\tau_o = \rho \left[\frac{V_o}{2.5 \ln\left(12.3 \frac{y}{k_s}\right)} \right]^2$$

Donde:

Vo = Velocidad promedio de la corriente
ks = Altura media de la rugosidad

Para un canal no muy ancho la fuerza tractiva puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$\tau_o = \gamma \,.\, R_h \,.i$$

Donde:

R_h = Radio hidráulico

Ecuación de Murray

Murray (1.976) presentó la siguiente expresión:

$$\tau_o = \frac{\rho}{g} \cdot \left[\frac{V}{5.75 \log(18.4)^{R/Ks}} \right]^2$$

Donde:

V = Velocidad promedio de la corriente cm/seg.
R = Radio hidráulico
Ks = Diámetro promedio de las partículas de arena.

La fuerza tractiva puede determinarse en el laboratorio mediante ensayos de flujo en canal (Figura 1.19).

Fuerza tractiva en las curvas

La curvatura relativa de una curva o relación entre el radio y el ancho de la curva es el factor que más influencia tiene en la fuerza tractiva o esfuerzo de cortante en la superficie del cauce en una curva. Cuando la curvatura relativa disminuye a valores menores de 1.5, la fuerza tractiva aumenta considerablemente, y para curvaturas relativas mayores de 3.5 la fuerza tractiva es relativamente uniforme (Chen y Shen, 1983).

Energía hidráulica

La energía o potencia hidráulica mide la capacidad de erosión de la corriente

$$w = \tau_o \cdot V$$

w = Energía hidráulica por unidad de superficie (watts/m^2).
τ_o = Tensión de arrastre (N/m^2).
v = Velocidad media en la sección transversal (m/seg.)

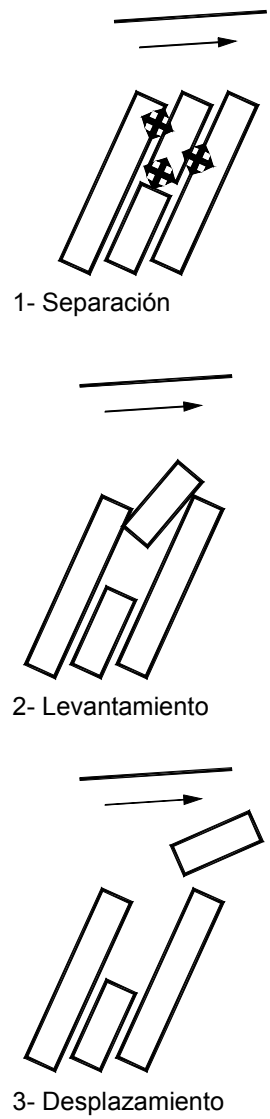


FIGURA 1.18 Representación esquemática del proceso de erosión en roca (Yang 1973).

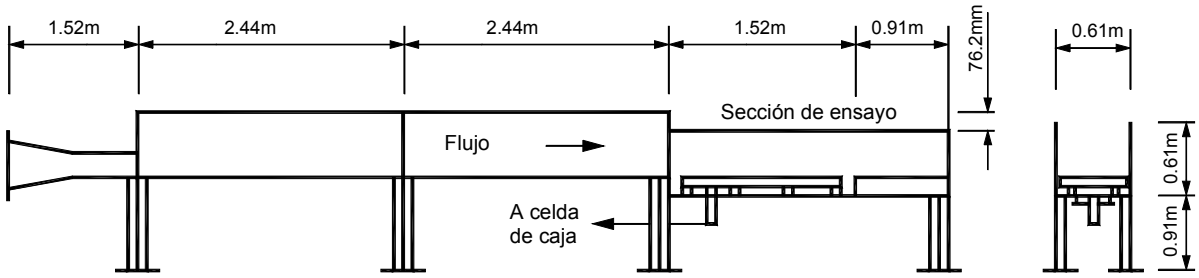


FIGURA 1.19 Esquema de un canal para la medición de fuerza tractiva del flujo sobre revestimientos sintéticos (Urroz y Israelsen, 1994).

La energía hidráulica se puede explicar como el gasto de energía potencial a lo largo de un tramo de río. Se ha comprobado que esta energía hidráulica está íntimamente relacionada con la capacidad erosiva.

1.6.2 RESISTENCIA DEL SUELO A LA FUERZA TRACTIVA

Así como el agua ejerce una fuerza tractiva sobre las partículas de suelo a su vez el suelo trata de resistir esa fuerza de corte. Cada suelo tiene una tensión critica máxima τ_c o resistencia máxima a la fuerza tractiva.

Existen una gran cantidad de expresiones matemáticas para calcular la resistencia del suelo a la fuerza tractiva y ninguna de ellas tiene una aceptación universal.

Criterios de Schoklitsch

Schoklitsch estableció las siguientes expresiones para la tensión crítica de arrastre τ_c en kg/m²:

Para suelos no cohesivos de granulometría uniforme:

$$\tau_c = \sqrt{0.385 . \gamma_s \ . \ (\gamma_s - \gamma) \lambda . V}$$

Donde:

V = Volumen de la partícula
λ = Coeficiente de forma que vale 1 para piedras esféricas de 1.15 a 1.35 para arena, 3.1 para gravas y 3.75 para pizarras.

Para suelos no cohesivos de granulometría no uniforme:

$$\tau_c = \frac{\sqrt{0.385 . \gamma_s \ . \ (\gamma_s - \gamma) \lambda . V}}{1 + \sqrt[4]{10.5 \left[\frac{V}{V_m} - 1 \right]}}$$

Donde *Vm* es el volumen medio de las piedras.

El mismo Schoklitsch establece:

$$\tau_c = \sqrt{0.201 . \gamma_s \ . \ (\gamma_s - \gamma) \beta . d^3}$$

Donde

d es el diámetro medio.
β es un coeficiente de forma que tiene un valor de 1 para esferas y 4.4 para piedras planas.

También propuso

$$\tau_c = 0.000285 \, (\gamma_s - \gamma) d^{1/3}$$

Para 0.0001 m < d < 0.003 m

$$\tau_c = 0.076 \, (\gamma_s - \gamma) d$$

Para d ≥ 0.006 m

Criterio de Leliavsky

Leliavsky (1955) recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$\tau_c = 166 . d \, (g . m^{-2})$$

Donde d es el diámetro medio en mm.

Criterio de Shields

Shields a su vez obtiene la siguiente expresión para flujo turbulento:

$$\tau_c = 0.06 . \gamma_s . d$$

Criterio de Lane y Carson

Lane y Carlson (1953) proponen para lechos no uniformes:

$$\tau_c = 0.05 \, (\gamma_s - \gamma) d_{75}$$

Criterio de Miller

Según Miller y otros (1977):

$$\tau_c = 0.045 (\gamma_s - \gamma) d$$

Criterio de Meyer - Peter

Una fórmula bastante aceptada es la de Meyer – Peter y el E.T.H. suizo:

$$\tau_c = 0.047 (\gamma_s - \gamma) d$$

La cual también puede utilizarse bajo la forma:

$$\tau_c = 0.02 (\gamma_s - \gamma) d_{95}$$

Criterio de Dunn para suelos cohesivos

Para suelos cohesivos se presenta el modelo de Dunn

$$\tau_c = 10^{-3}\,(S_v + 0.876)\,Tan\beta$$

Donde:

Sv es el esfuerzo cortante admisible del material

β es un ángulo en grados

$\beta =$ 0.6 x (% de material más fino de 0.06 mm) siempre que este no sea mayor del 90%

$\beta =$ 30 + 1.73 Ip, si el % es mayor del 90 %

Ip = índice plasticidad del material

La multiplicidad de fórmulas es un indicativo de la incertidumbre de los modelos utilizados; Sin embargo estas fórmulas son muy utilizadas para la estimación del transporte de sedimentos y para determinar el tamaño de las piedras para la protección de taludes y para revestimiento de canales y cauces.

Corazas

Un hecho a tener en cuenta es la formación de acorazamientos en el lecho por lavado de materiales finos en aguas bajas. Estas corazas compuestas de materiales gruesos bastante uniformes, protegen el material subyacente en capas más profundas. Como consecuencia de la presencia de estas corazas se modifica el diámetro característico de los materiales del cauce y por lo tanto, la tensión crítica de arrastre.

1.6.3 VELOCIDADES A LAS CUALES SE PRODUCE EROSIÓN

Algunos autores relacionan la erosión directamente con la velocidad del agua, y suponen que existe una velocidad crítica a la cual se inicia el movimiento de las partículas de suelo.

La resistencia a la erosión depende de muchos factores y la mejor forma de calcularla es realizando un ensayo de erosión para determinar la velocidad erosionante o la fuerza tractiva que produce erosión en ese suelo específicamente. Sin embargo, existen tablas muy simples que definen la velocidad erosionante para diversos tipos de suelo (Tablas 1.7 y 1.8).

Es importante además, calcular o medir las velocidades reales del agua en la superficie de contacto cauce - agua para determinar la potencialidad de ocurrencia de erosión en cada caso.

Ecuación de Richardson y Richardson

Con base en el concepto de fuerza tractiva crítica τ_c, Richardson y Richardson desarrollaron la siguiente ecuación para calcular la velocidad crítica a la cual se produce erosión:

$$V_c = \frac{K_s^{1/2}\,(S_s - 1)^{1/2}\,D^{1/2}\,y^{1/6}}{n}$$

Ks = Coeficiente que depende de la forma de las partículas

Schafernak distingue tres velocidades características en el acarreo de partículas aisladas:

- Velocidad crítica inferior Va capaz de desprender la partícula del lecho.
- Velocidad de transporte Vc
- Velocidad límite superior Vb capaz de poner en movimiento la partícula.

En la tabla 1.7 se muestra estas velocidades límite.

La presencia de coloides o sólidos en suspensión, así como la concentración de sedimentos en carga de fondo afectan en forma importante la velocidad de erosión.

TABLA 1.7 Velocidad límite en metros / segundo para diferentes situaciones.

Diámetro de las partículas mm	Velocidad límite superior Vb	Velocidad de transporte Vc	Velocidad crítica inferior Va
2	0.15	0.11	0.08
5	0.37	0.27	0.21
10	0.70	0.51	0.39
15	1.05	0.70	0.59
20	1.29	0.86	0.62
25	1.47	0.96	0.70
30	1.57	1.05	0.78
40	1.68	1.16	0.88
50	1.76	1.21	0.93
60	1.86	1.27	0.98
70	1.96	1.30	1.00

Efecto de la rugosidad de la superficie

La resistencia que ejerce una superficie de suelo al flujo de agua depende de la rugosidad de esta superficie. La rugosidad a su vez depende del tamaño y forma de las partículas así como de las características del flujo.

No existe un sistema preciso y confiable de determinar la rugosidad y pérdida de energía del flujo. La mayoría de los métodos conocidos son empíricos. El sistema más utilizado universalmente es el de los coeficientes de Manning.

1.7 EROSIONABILIDAD

La erosionabilidad o erodabilidad, es la susceptibilidad o facilidad con que un suelo es desprendido y transportado por los fenómenos erosivos.

El problema de la erosión no es un problema de corte profundo sino un problema de fuerzas en la superficie del suelo; la influencia de la geometría y la localización de las partículas tienen gran influencia. Las partículas en la superficie están expuestas a fuerzas netas menores que las que están debajo de la superficie y cuando existe orientación de la partícula, la erosión es mucho menor. La iniciación del movimiento de una partícula de suelo debido a la acción hidráulica se define como el instante en el cual las fuerzas generadas por el fluido arrancan y levantan la partícula produciendo su movimiento, excediéndose por lo tanto la fuerza estabilizante debida a la gravedad y las fuerzas de fricción y cohesión.

Los fenómenos son diferentes para suelos granulares y para suelos cohesivos

1.7.1 FACTORES QUE AFECTAN LA EROSIONABILIDAD

La erosionabilidad depende de las propiedades del suelo y del agua. Agena y Saad (1995) cuantifican la erosionabilidad por medio de tres factores: dispersión de las arcillas, erosión propiamente dicha y granulometría del suelo.

Vanoni expresa que los factores básicos que definen la erosionabilidad de un suelo son:

a. Tamaño y distribución de las partículas
b. Resistencia al corte (Cohesión)
c. Indice de plasticidad
d. Contenido de arcilla
e. Porcentaje de arena, limo y arcilla
f. Tipo de arcilla
g. Dispersibilidad de la arcilla
h. Valencia de los Iones absorbidos
i. Tamaños de los Iones absorbidos
j. Porcentaje y tipo de los suelos disueltos
k. Temperatura
l. Orientación de las partículas
m. Factores geométricos (estado de esfuerzos)
n. Humedad natural antes de la lluvia
o. Area expuesta
p. Intensidad de la lluvia
q. Pendiente del terreno
r. Rata de escorrentía
s. Profundidad de la escorrentía
t. Velocidad de la escorrentía
u. Longitud de recorrido de la escorrentía
v. Características de la cobertura vegetal

La erosionabilidad es una propiedad cuyas causas específicas son muy complejas y dependiendo de las características del fenómeno en cada sitio, algunos de los factores indicados tienen importancia muy superior a los otros.

Para suelos granulares (arenas y gravas) las fuerzas que resisten el movimiento son causadas principalmente por el peso propio de las partículas. Los suelos finos (arcillosos) en cambio deben ésta fuerza generalmente a la cohesión.

Tendencias generales de la erosionabilidad

Como tendencia general de la erosionabilidad se pueden hacer las siguientes observaciones:

- La erosionabilidad es baja en gravas gruesas bien gradadas
- La erosionabilidad es alta en limos y arenas finas uniformes
- La erosionabilidad disminuye con el aumento del contenido de materia orgánica
- La erosionabilidad aumenta al aumentar la relación de vacíos

TABLA 1.8 Velocidad crítica de arrastre para diferentes condiciones del agua.

Materiales	Aguas limpias	Aguas con limos finos	Aguas con arena y grava
Arena fina	0.45	0.76	0.45
Arena limosa	0.53	0.76	0.61
Limos arenosos	0.61	0.91	0.61
Limos no coloidales	0.61	1.06	0.61
Ceniza volcánica	0.75	0.90	0.60
Gravas finas	0.76	1.52	1.14
Arcilla compacta	1.14	1.51	0.91
Arena gravo limosa	1.14	1.52	1.52
Limos coloidales	1.15	1.52	0.91
Gravas gruesas	1.20	1.50	0.90
Limos coloidales y guijarros	1.22	1.68	1.52
Guijarros	1.22	1.82	1.98
Cantos aluviales	1.50	1.65	1.95
Lutitas fracturadas	1.80	1.80	1.50
Esquistos y bloques de roca	1.82	1.82	1.42

- La erosionabilidad aumenta con el incremento del contenido de iones de Na
- La erosionabilidad aumenta al aumentar la pendiente del talud
- La erosionabilidad aumenta al aumentar la longitud del canal.

1.7.2 EROSIONABILIDAD EN SUELOS NO COHESIVOS

Desde el punto de vista de erosión los suelos no cohesivos son aquellos que poseen menos del 10 % de partículas de arcilla. Los suelos no cohesivos tienen una estructura granular y no forman una masa coherente. En los suelos no cohesivos el comportamiento a la erosión depende principalmente, del tamaño y forma de las partículas.

La mayoría de los suelos no cohesivos con excepción de las arenas y limos finos tienen generalmente una distribución grande de tamaño de partículas. La desviación estándar geométrica de las gravas en los ríos normalmente es del orden de 4. La erosión de esos lechos en ciertas condiciones de flujo puede conducir a la formación de una coraza protectora de partículas gruesas. Las partículas finas son erosionadas por el flujo y las gruesas permanecen dependiendo de la fuerza tractiva de la corriente. Al aumentar la fuerza tractiva, las partículas de menor tamaño van siendo erosionadas y puede llegar un momento en que va desapareciendo la coraza protectora o pavimento de partículas. Este proceso de acorazamiento solo ocurre cuando se cumple la siguiente expresión:

$$D_{84} / D_{50} > 1.5$$

El principal efecto del acorazamiento es que la rata de erosión que es fuerte en un principio va disminuyendo al formarse el pavimento de partículas pero al aumentar la fuerza tractiva la rata puede aumentar nuevamente, generándose un aumento muy fuerte de la erosión cuando desaparece el acorazamiento.

El riesgo de movimiento de un grano de suelo depende también de su posición con respecto a la superficie del terreno. Una partícula que se encuentra totalmente expuesta posee seis veces mayor posibilidad de ser erosionada que una que se encuentra enterrada hasta la mitad de su diámetro.

1.7.3 EROSIONABILIDAD EN SUELOS COHESIVOS

Al aumentar el porcentaje de arcilla por encima del 10%, los suelos cambian drásticamente de propiedades y la arcilla asume el control del suelo. En los suelos cohesivos las interacciones electroquímicas dominan y el tamaño y peso de partículas individuales puede tener poca importancia. Los suelos cohesivos forman una masa coherente. El conocimiento físico de la forma como ocurre la erosión en suelos cohesivos es muy limitado y no existen modelos racionales capaces de cuantificar las ratas de erosión en suelos cohesivos. Los sedimentos producto de la erosión de suelos cohesivos son transportados principalmente en suspensión y afectan en forma significativa la calidad del agua.

Es interesante anotar la formación de pequeños cúmulos de partículas o grupos de partículas que se desprenden independientemente.

Estos grupos de partículas están comúnmente identificados con la presencia de illita y Montmorillonita, confirmando la causa de la erosionabilidad alta de los suelos de la ciudad de Bucaramanga y algunos de la ciudad de Cúcuta, al oriente de Colombia. La erosión por grupos de partículas que luego se desmoronan dentro de la corriente de agua es un caso muy común. Estos «seudogranos» de suelo le dan un comportamiento erosivo semigranular a algunos suelos cohesivos.

Los factores que afectan el sistema de fuerzas interparticulares son:

a. Valencia de los Iones absorbidos
b. Tamaño de los Iones absorbidos
c. Porcentaje y tipo de suelos disueltos en el electrolito.
d. Temperatura
e. Orientación de las partículas
f. Estado de esfuerzos (Geometría).

1.7.4 EROSIONABILIDAD EN SUELOS RESIDUALES

En los suelos residuales la erosionabilidad es un fenómeno mucho más complejo y no se cumplen en forma simple las premisas planteadas en los párrafos anteriores. En estos suelos generalmente se presenta una mezcla de gravas, limos, arenas y arcillas. Es muy importante la interacción entre los minerales arcillosos y los constituyentes de las arenas y gravas dentro del conjunto que forma un suelo residual. Los suelos ciento por ciento cohesivos o friccionantes son poco comunes en ambientes tropicales y la «mezcla» es factor importante en el comportamiento erosivo.

La investigación Norteamericana y Europea generalmente no tiene en cuenta las partículas de grava y ensayos como el de «Pinhole» no es representativo para arenas y mezclas grava-arena-limo y arcilla, muy comunes en suelos residuales tropicales. La interacción electroquímica de la superficie de grava y arena con las de arcilla no ha sido estudiada hasta el momento.

Otro factor muy importante es la falta de resistencia de cohesión y/o de fricción a lo largo de la estructuras heredadas diaclasas o discontinuidades, lo cual facilita la erosión.

Litología y erosionabilidad

En los suelos residuales y rocas meteorizadas la erosionabilidad está relacionada íntimamente con el tipo y características de la roca parental. Cada formación o manto de roca presenta una erosionabilidad característica y diferente. Por ejemplo, los esquistos y sus suelos residuales son mucho más erosionables que las areniscas o la cuarcita, y las arcillolitas son más erosionables que las areniscas. La fracturación y meteorización son otros factores determinantes de las ratas de erosión. Estas diferencias en erosionabilidad modelan un paisaje con cambios bruscos de morfología de acuerdo a la litología (Figura 1.20)

1.7.5 LAS ARCILLAS DISPERSIVAS

Se dice que un suelo es dispersivo cuando las fuerzas entre partículas son tales que hay una resultante neta de repulsión.

Según Sherard los suelos de dispersividad alta se erosionan mediante un proceso en el cual las partículas individuales son soltadas a suspensión en aguas prácticamente quietas, mientras en suelos ordinarios se requiere considerable velocidad del agua erosionante.

El porcentaje alto de sodio (Na) en el extracto saturado de un suelo es el indicador de su alta dispersividad. Sherard desarrolló una relación para determinar la dispersividad de las arcillas para su uso en presas de tierra, basado en la presencia de iones de Na (Figura 1.21).

La mayoría de las arcillas dispersivas conocidas en el mundo provienen de depósitos aluviales (Sherard, 1976) en forma de depósitos de planos de inundación, lagos y loess. En algunas áreas se han encontrado lutitas formadas en ambientes marinos con las mismas sales de las arcillas dispersivas y sus suelos residuales son dispersivos. Según Sherard (1977) las arcillas dispersivas pueden ser rojas, marrones grises o amarillas, pero no se conocen arcillas dispersivas negras.

La mayoría de las arcillas provenientes de la meteorización de rocas ígneas y metamórficas y de calizas generalmente no son dispersivas.

En suelos tropicales muy erosionables como lo son los de las ciudades de Bucaramanga y Cúcuta en Colombia, los suelos se clasifican en las zonas B (Estables) y C (Algo dispersivos); sin embargo estos suelos son extraordinariamente erosionables. Igual

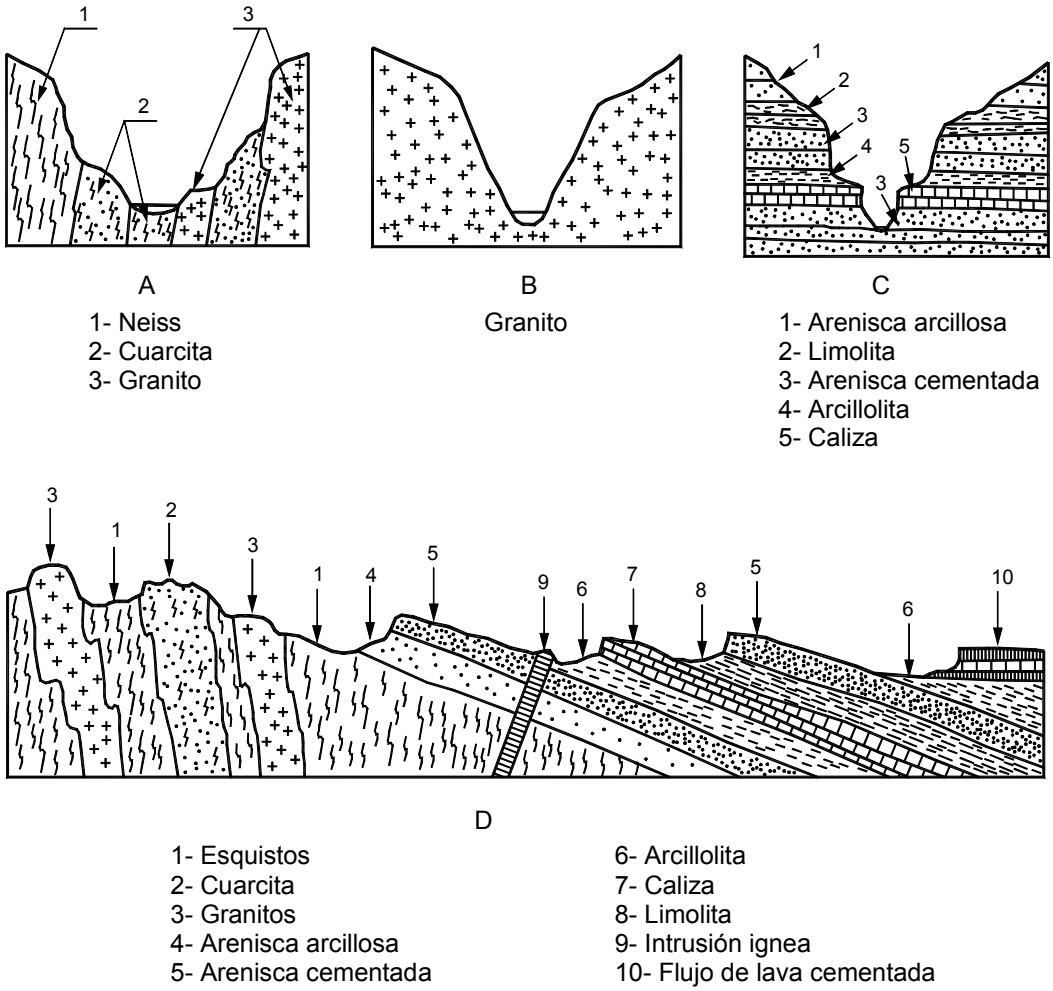


FIGURA 1.20 Efecto de la litología sobre la erosión y la morfología del terreno.

evidencia es observada por Mitchell para suelos en los EE.UU., donde existen suelos muy erosionables que no son arcillas dispersivas, dentro del concepto de dispersividad de Sherard.

Diagrama de dispersividad de Sherard

Sobre la base de cientos de muestras de suelos dispersivos y no dispersivos Sherard (1976) desarrolló una gráfica para poder dictaminar el grado de dispersividad de una arcilla, con base en el contenido de iones en el agua de los poros y que según Sherard es válida para la mayoría de los suelos (Figura 1.21).

En esta gráfica se definen tres zonas diferentes así:

ZONA A: Suelos dispersivos con los que no deben construirse obras de tierra (ALTA EROSIONABILIDAD)

ZONA B: Suelos no dispersivos; la mayoría de los suelos estarán en la zona. Aunque algunos suelos (casos excepcionales) son altamente erosionables a pesar de que caen en este rango y ellos pueden ser identificados por medio de un ensayo directo de erosión.

ZONA C: Suelos que van desde no dispersivos a medianamente dispersivos

$$\%\ de\ Na = \frac{Na(100)}{Ca+Mg+Na+K}$$

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{0.5(Ca+Mg)}}$$

en M. Equivalente / litro

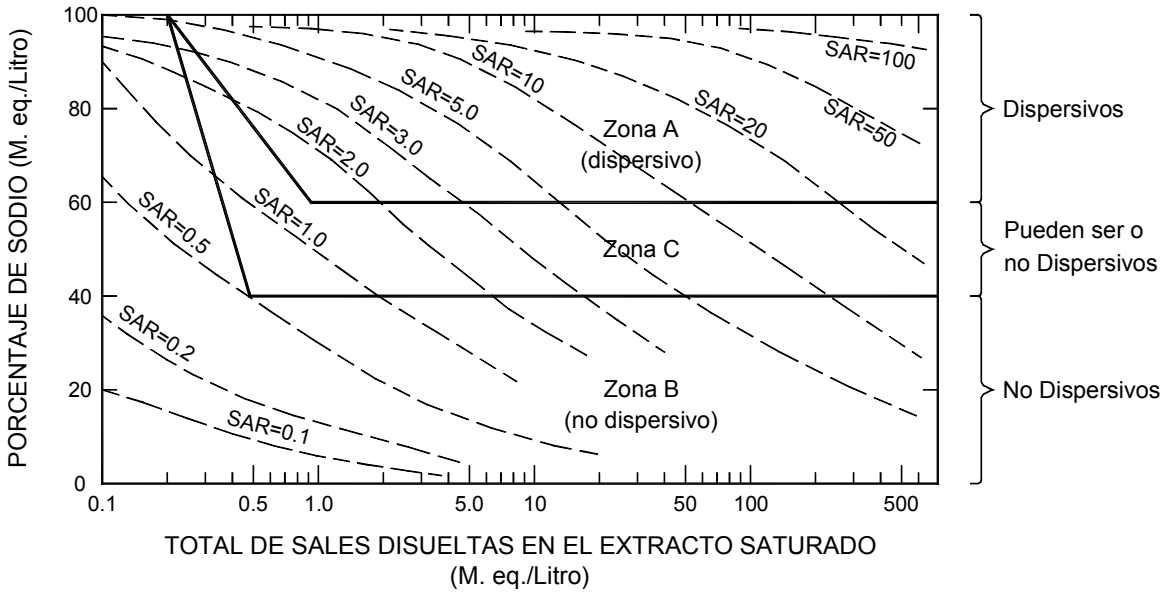


FIGURA 1.21 Diagrama de dispersividad de Sherard.

La erosionabilidad y el tipo de arcilla

Según Mitchell la erosión ocurre cuando las partículas de arcilla entran en suspensión en la corriente de agua. La mayoría de las fallas importantes de taludes por erosión han ocurrido en arcillas con baja a mediana plasticidad (CL y CL-CH) que contienen algo de Montmorillonita.

En el criterio del autor la erosionabilidad depende principalmente de las características de la estructura incluyendo la presencia de arenas, limos, la mineralogía de las arcillas (en especial la presencia de Montmorillonita o illita, así sea en pequeñas cantidades) y la presencia de iones intercambiables.

El origen mineralógico de la arcilla especifica el grado de actividad de una arcilla. Las Kaolinitas son relativamente inactivas y muestran poca habilidad para absorber agua y expandirse. Las arcillas de tres capas muestran gran actividad superficial debido a la gran substitución isomorfa y la gran habilidad para absorber aguas, especialmente las Montmorillonitas; las Illitas presentan mayores fuerzas de atracción entre las partículas debidas a los iones de K presentes y su potencial de expansión es reducido. La facilidad de expansión trae como consecuencia una mayor susceptibilidad a la erosión.

En los últimos años se ha logrado entender muy claramente que hay cierto tipo de arcillas que son muy erosionables. El factor «tipo de arcilla» es el más importante.

El porcentaje de arcilla

Grissinger encontró que al aumentar el porcentaje de arcilla en un suelo, la erosionabilidad disminuye, con la excepción de la Montmorillonita cálcica. Esta excepción se debe posiblemente a los paquetes de partículas que se forman en las arcillas cálcicas, las cuales son comunes en ambientes tropicales.

Los suelos con altos porcentajes de arenas tienden a ser no cohesivos y fácilmente erosionables y aquellos con altos porcentajes de arcillas son cohesivos y resisten la separación de las partículas, sin embargo, una vez separadas éstas son llevadas muy fácilmente por el agua debido a su tamaño minúsculo. Sin embargo, el solo hecho de la presencia de un tipo de arcilla dispersiva independientemente del porcentaje es un factor determinante en la erosionabilidad del suelo.

1.8 ENSAYOS DE EROSIONABILIDAD

Para identificar los suelos erosionables se emplean varios métodos de ensayo así:

1. Ensayo de caída simple de agua

El agua cae sobre una muestra de suelo y el agua y los productos de erosión son recogidos en un recipiente. Se hace un análisis cuantitativo basado en el grado de lodosidad.

2. Ensayo de desmoronamiento (Crumb test)

Este ensayo fue desarrollado por Emerson (1964). Una muestra de suelo se coloca en agua y se observa cualitativamente en forma visual, si se forma una nube de partículas coloidales alrededor de la muestra. La presencia de esta nube es una evidencia de que el suelo es dispersivo. Este ensayo no produce resultados confiables en suelos dispersivos en los cuales la arcilla predominante es la Kaoilinita. El uso de una solución de NaOH como medio dispersivo aumenta la posibilidad de detectar un suelo dispersivo, pero puede ocurrir que un suelo no dispersivo se clasifique como dispersivo.

3. Ensayos químicos: ESP Y S.A.R.

La concentración de iones se determina y se correlaciona con tablas o figuras, tales como la de Sherard (Figura 1.21).

4. Ensayo de Pinhole

Para la identificación de arcillas dispersivas el método más confiable es el ensayo "Pinhole" desarrollado por Sherard en 1976. Se hace pasar agua por un hueco (Pinhole). La rata y naturaleza del flujo es observada para determinar la erosionabilidad (Figura 1.22) y se mide la cantidad de erosión para cuantificar la erosionabilidad.

La muestra se compacta dentro del cilindro, luego se le entierra un cono de bronce y se le hace una perforación de un milímetro de diámetro con un alfiler. Se obtiene el peso y la humedad de la muestra antes del ensayo. Luego la muestra se erosiona utilizando agua destilada con una cabeza hidráulica de dos pulgadas durante 10 minutos. Posteriormente se pesa nuevamente la muestra y se obtiene la cantidad de suelo erosionado, y el % de erosión mediante la medición del peso y la humedad (Lewis y Schmidt, 1977). El ensayo puede ser realizado para varios niveles de cabeza de agua y se puede interpretar de acuerdo a la tabla 1.9.

5. Ensayo de flujo en canal

Se hace pasar agua sobre un canal de suelo en el laboratorio y se observa el comportamiento (Figura 1.23). Se han desarrollado varios sistemas para medir la fuerza tractiva al flujo en un canal abierto. La fuerza tractiva es la fuerza tangencial por unidad de área que se aplica sobre la superficie del canal. Cada material tiene una fuerza tractiva máxima a la cual se produce erosión.

El sistema de fuerza tractiva se ha popularizado mucho en los últimos años y se han desarrollado equipos capaces de determinar este parámetro para diferentes suelos y para diferentes materiales de control de erosión.

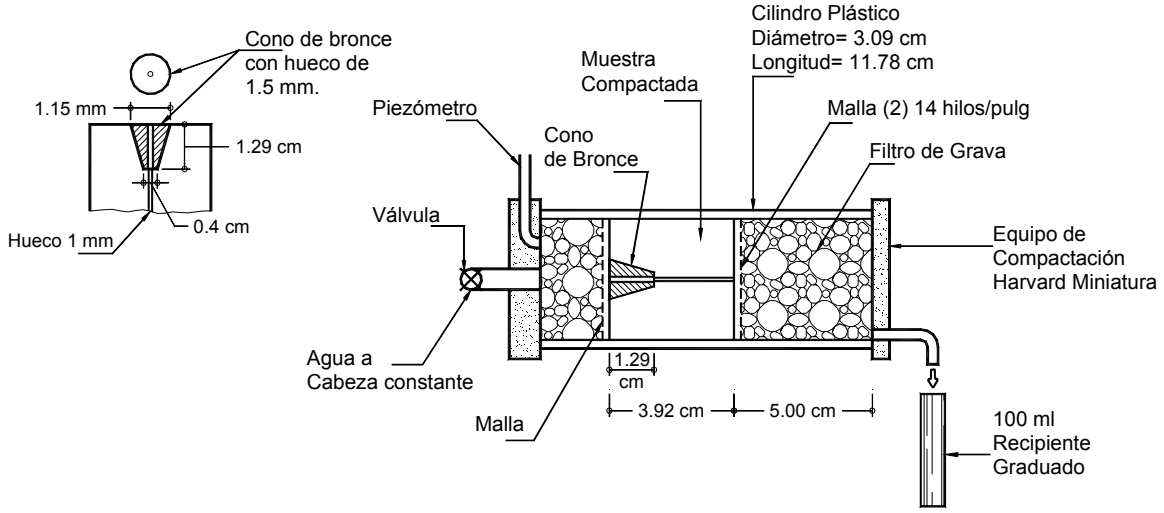


FIGURA 1.22 Esquema típico ensayo de Pinhole.

TABLA 1.9 Dispersividad de acuerdo al ensayo de Pinhole (Sherard 1976).

Categoría de dispersión	Clasificación	Descripción de los resultados del ensayo
Suelo Dispersivo	D1	Falla rápidamente con una cabeza de 2 pulgadas
	D2	Falla menos rápidamente con una cabeza de 2 pulgadas
Suelo intermedio	ND4	Falla lentamente con una cabeza de 2 pulgadas
	ND3	Falla lentamente con una cabeza de 7 pulgadas o ligeramente con una cabeza de 15 pulgadas.
Suelo No Dispersivo	ND2	Erosión ligera con una cabeza de 15 a 40 pulgadas (No ocurre erosión coloidal)
	ND1	No ocurre erosión con una cabeza de 40 pulgadas.

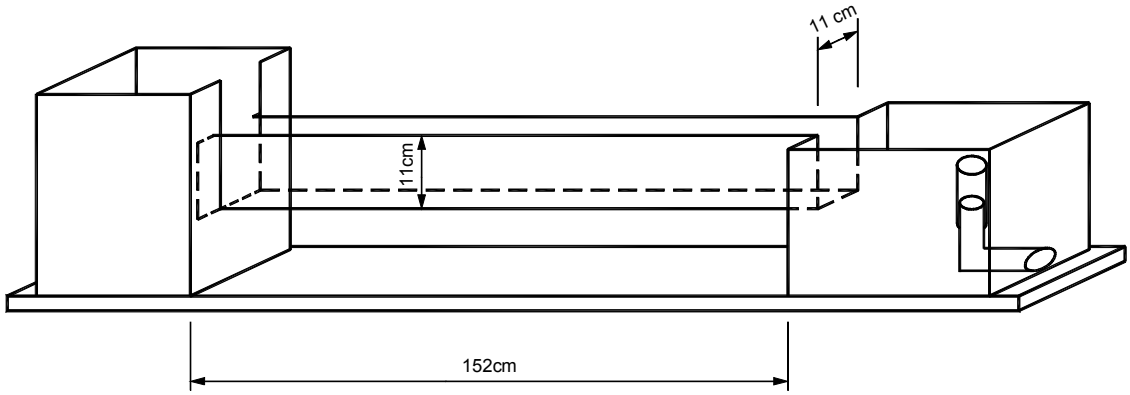


FIGURA 1.23 Canal para ensayo de erosión.

6. Ensayo de luz ultravioleta

Se mezcla Acetato de Uranio y Zinc con una morona de suelo y se observa la fluorescencia con luz ultravioleta, la cual revela la presencia de sodio.

7. Ensayo de dispersión (Soils Conservation Servicie)

El porcentaje de partículas menores de cinco mm se determina en dos ensayos de hidrómetro. El primero con un agente dispersante en la solución y el segundo sin dispersante. Entre mayor sea la relación de partículas menores de cinco mm sin dispersante, la probabilidad de erosión es mayor (Tabla 1.10).

TABLA 1.10 Erosionabilidad de acuerdo al ensayo de dispersión

Porcentaje de Dispersión	Probabilidad de erosión
20 a 25%	Erosión Mediana
25 a 50%	Erosión Alta
Más de 50%	Erosión muy Alta

$$PORCENTAJE\ DE\ DISPERSIÓN = \frac{Porcentaje\ partículas\ menores\ de\ 5\ mm\ sin\ dispersante}{Porcentaje\ partículas\ menores\ de\ 5\ mm\ con\ dispersante} \cdot 100$$

8. Ensayo de erosión por chorro de agua

Este ensayo desarrollado por el autor del presente libro, consiste en la colocación de un jet de agua con una boquilla a un determinado ángulo sobre una muestra de suelo (Figura 1.24). Se mide el volumen de suelo erosionado durante un determinado tiempo. El ensayo permite utilizar tres boquillas, tres ángulos de incidencia del chorro y una gama de caudales de agua, los cuales se controlan midiendo la presión de agua antes de la boquilla. De acuerdo al tipo de flujo en el campo se determina la boquilla, el ángulo de incidencia y la presión de agua.

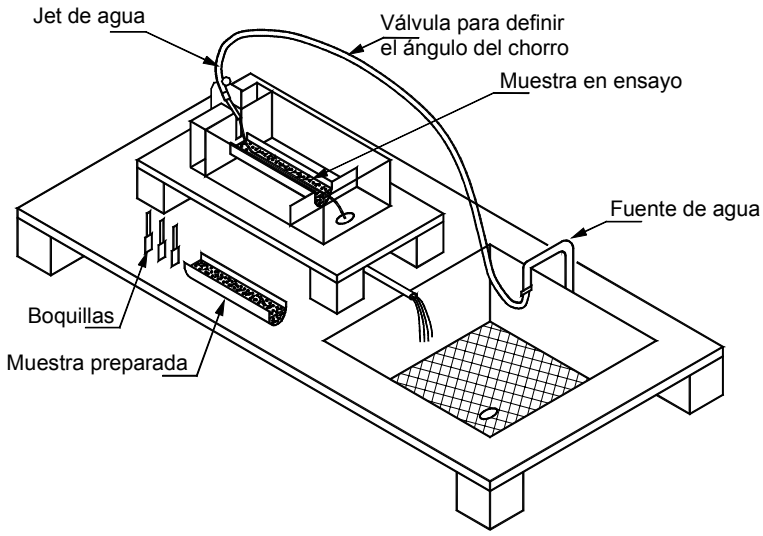


FIGURA 1.24 Ensayo de erosión por chorro de agua desarrollado en la UIS – Bucaramanga – Colombia.

Identificación de áreas sensitivas a la erosión

Para la construcción de obras de infraestructura, urbanizaciones, carreteras, oleoductos etc., se requiere identificar las áreas sensitivas a la erosión para objeto de la planeación de las obras y para el diseño de las obras de control. La geología y el comportamiento histórico de cada formación permite en la primera instancia detectar las áreas más complejas, tanto para erosión como para sedimentación; posteriormente se deben hacer sondeos con toma de muestras y ensayos de laboratorio para determinar la erosionabilidad.

REFERENCIAS

AASHTO (1999), “Highway drainage guidelines”. Washington D.C. AASHTO (1999) Highway drainage guidelines. Washington D.C.

Abramson L. W. (1996), “Slope Stabilization methods”. Slope stability and stabilization methods. John Wiley & Sons, Inc. New York, pp 441-582.

Agena S.S., Saad A.M. (1995), “estudo da erodibilidade como subsídio para o controle preventivo da erosao”. Simposio nacional de controle de erosao, Bauru Brasil , pp. 237-239.

Andre J.E. (1981), “Variation of soil erodibility with geology”. Journal of geophysical Research. Vol. 66 Nº 10. pp. 721 - 788.

Arulanandan M. (1975), “Pore and Eroding Fluid Influences on Surface Erosion of Soil”. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 101 - GT - 1. p.p. 51 - 65.

Ayres Q.C. (1960), “La erosión del suelo y su control”. Ediciones Omega S.A. Barcelona.

Blyth F.G.H. ,de Freitas M.H. (1984), “A Geology For Engineers”. Edward Arnold London. pp. 325.

British Standards Institution (1991), “British Standard Code of practice for Maritime structures, Part 1. General Criteria”. BS 6349: Part 1: 1984, and Amendments 5488 and 5942, British Standards Institution, London.

Clark C. O. (1945), “Storage and the Unit Hydrograph”. Transactions ASCE 110 p. 1419-1446.

Colegio de Ingenieros del Perú (1998), “Informe del fenómeno del niño 1997-1998”. Lima pp 109.

Dunn, I.S., (1959), “Tractive Resistance of Cohesive Channels”, Proc. ASCE, Vol. 85, Nº SM3,.

Dunne T., Leopold L.B. (1978), “Water in environmental planning” Freeman, San Francisco.

Einstein, H.A., (1950), “The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows”. Tech. Bull. No. 1026, USDA, Soil Conservation Service.

Emerson W.W. (1964), “Crumb test”. Australian Journal of soil research, Vol 2 p. 211-217.

García M. - Amortegui G. - Vesga L.F. (1989), “Estudios geotécnicos de oleoductos”. Boletín Colombiano de Geotecnia, Vol. 1, Nº 1, Bogotá - pp. 26 - 37.

Geotechnical Control Office, (1979), “Geotechnical Manual for slopes”. Hong Kong, 306 p.

Ghuman O.S., Allen R.L. Mc.Neill R.L. (1977), “Erosion, Corrective Maintenance, and Dispersive Clays”. Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Proyects ASTM STP 623, pp. 172 - 190.

Goldman, S.J. Jackson K. y Bursztynsky T.A., (1986), “Erosion and sediment control handbook”, New York: Mc Graw-Hill.

IGAC (1990), “Propiedades Físicas de los suelos” . Bogotá.

Lane E.W. (1953). “Design of Stable Channels”. Transactions, ASCE , Vol 120 p. 1234-1279.

Leventhal A.R. Y Mostyn G.R. (1987), “Slope stabilization techniques and their application”. Slope stability and stabilization (Ed. Walker y Fell) Balkema - Rotterdam. pp. 183 - 230.

Lewis D.A., Schmidt N.O. (1977), “Erosion of Unsaturated Clay in a Pinhole Test”. Dispersive clays, related piping and erosion in geotechnical projects. ASTM special technical publication 623. pp. 260-273.

Mash F. (1968), “Erosion of Cohesive Sediments”. Journal of the Hydraulics Division ASCE. Vol. 94.

McCuen R. H. (1989), “ Hydrologic análisis and design” Prentice Hall, New Jersey, 814 p.

Partheniades E. (1965), “A Study of Erosion and Deposition on of Cohesive Soils”. ASCE. Journal of the Hydraulics Division Vol. 91 p.p. 105 - 138.

Miller R.L. (1977) “Thershold of sediment motion under unidirectional currents”. Sidemotology 6, 303-314.

Richardson E.V., Richardson J.R. (1999) “Determining contraction scour”. Stream Stability and scour at highway bridges”. ASCE, Reston, Virginia pp. 483-491.

Schoklistch A. (1961), “Tratado de Arquitectura Hidráulica”. Gustavo Gili - Barcelona.

Schwab G.O. (1971), “Elementary Soil and Water Engineering”. John Wiley and Sons Inc. New York,. p. 316.

Sherard J.L. (1976), “Identification and nature of dispersive Soils”. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division,.

Sherard J.L., Dunningan L.P., Decker R.S. (1977), “Some Engineering Problems with dispersive clays” Dispersive clays, related piping and erosion in geotechnical projects . ASTM Special Technical publication 623. p. 3-12.

Smith J.A.. (1993), “ Precipitation” Handbook of hydrology. Maidment D.R. editor. McGraw Hill Inc. pp. 3.1 - 3.47

Snyder F.F.(1938), “Synthetic unit-graphs”. Transactions American Geophysical Union vol 19.

Suárez J. (1991), “Criterios para el análisis y diseño hidrogeotécnico”. IV Congreso Colombiano de Geotecnia - Bogotá.

Soil Conservation Service (1986) “Urban hydrology for small watersheds”. Technical release 55, U.S. department of Agriculture. Washington.

Suárez J. (1981), “Estudio de las causas y mecanismos de la erosionabilidad de los suelos”. Informe presentado a Colciencias - Universidad Industrial de Santander - Bucaramanga.

TRAGSA, (1994) “Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de la erosión”. Ediciones Mundi-Prensa Madrid.

Urroz G.E., Israelsen C.E. (1994), “Direct measurement of shear on erosion control mats”. IECA. Proceeding of Conference XXV. Reno Nevada. P 93-96.

US Army Corps of Engineers (1997), “Flood-Runoff analysis” Technical engineering and design guides No. 19, ASCE , New York, 176 p.

Vanoni V. (1966), “Sediment Transport Mechanics”. ASCE Journal of Hydraulics Division. pp. 291 - 314.

Viera J. (1979), “Notas sobre problemas de erosión y su mapeo”. Centro interamericano de fotointerpretación. Bogotá,.

Waldron L.J. (1977). “Shear resistance of root permeated homogeneous and stratified soil”. Soil science society of America. Vol. J 41 pp. 843 - 849.

Williams J.R. Berndt H.D. (1976), “Determining the USLE, length-slope factor for watersheds”. Soil Conservation Society of America. Iowa.

Wischmeier (1982), “New developments in estimating water erosion”. Soil Conservation Society of America . Iowa.

Yang (1973) “Incipient Motion and Sediment Transport”, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol 99. No. HY10. pp 1679-1704.

Yim K.P. HeungL.K., Greenway D.R. (1988). “Effect of root reinforcement on the stability of three fill slopes in Hong Kong”. Geomechanics in Tropical Soils. A.A. Balkema. Rotterdam. p.p. 293 - 299.

CAPÍTULO 2

Tipos de Erosión y su Control

INTRODUCCIÓN

La erosión es el resultado de la acción de las fuerzas de fricción de gases o fluidos en movimiento. En el capítulo 2 se explican los fenómenos que generan los diferentes tipos de erosión producidos tanto por el viento como por el agua.

Del mismo modo se presenta una metodología para la planeación y diseño de obras para el control de la erosión.

En el caso de la erosión producida por el agua, el proceso puede ser analizado iniciando por el desprendimiento de las partículas de suelo, debido al impacto de las gotas de lluvia y al mismo tiempo ocurre el proceso de flujo superficial o escorrentía, la cual hace que las partículas removidas sean incorporadas a la corriente y transportadas talud abajo. Adicionalmente, las corrientes generan procesos de desprendimiento de partículas por acción de la fuerza del agua en movimiento. Los procesos son muy complejos y es común que varios procesos actúen conjuntamente.

Tipos de erosión

Se conocen varios tipos de erosión así:

1. Erosión por el viento

El movimiento del viento ejerce fuerzas de fricción y levantamiento sobre las partículas de suelo, desprendiéndolas transportándolas y depositándolas.

2. Erosión por gotas de lluvia

Cuando las gotas de agua impactan el suelo desnudo pueden soltar y mover las partículas a distancias realmente sorprendentes.

3. Erosión laminar

Las corrientes superficiales de agua pueden producir el desprendimiento de las capas más superficiales de suelo en un sistema de erosión por capas que se profundizan.

4. Erosión en surcos

La concentración del flujo en pequeños canales o rugosidades hace que se profundicen estos pequeños canales formando una serie de surcos generalmente semiparalelos.

5. Erosión por afloramiento de agua

El agua subterránea al aflorar a la superficie puede desprender las partículas de suelos subsuperficial formando cárcavas o cavernas.

6. Erosión interna

El flujo de agua a través del suelo puede transportar partículas formando cavernas internas dentro de la tierra.

7. Erosión en cárcavas

Los surcos pueden profundizarse formando canales profundos o la concentración en un sitio determinado de una corriente de agua importante puede generar canales largos y profundos llamados cárcavas. Una vez se inicie la cárcava es muy difícil de suspender el proceso erosivo.

8. Erosión en cauces de agua (erosión lateral y profundización)

La fuerza tractiva del agua en las corrientes y ríos produce ampliación lateral de los cauces profundización y dinámica general de la corriente.

9. Erosión por oleaje

Las fuerzas de las olas al ascender y descender por una superficie de suelo producen el desprendimiento y el transporte de partículas.

10. Erosión en masa (deslizamientos)

El término erosión o remoción en masa se relaciona a movimientos de masas importantes de suelo conocido con el nombre genérico de deslizamientos.
Dentro de los diversos tipos de movimiento del suelo en taludes y laderas algunos están íntimamente relacionados con los procesos típicos de erosión. Entre ellos se indican los siguientes:

- Reptación
- Flujos de tierra
- Avalanchas

Por considerarlo de extraordinaria importancia en los países tropicales se incluye en el presente libro un capítulo dedicado al análisis de los flujos y avalanchas.

La fuerza tractiva del agua y del viento en movimiento son las principales fuerzas que generan erosión superficial y la fuerza de gravedad es la principal fuerza que produce la erosión en masa. La susceptibilidad a la erosión depende del clima, las características del suelo, la morfología del terreno, la cobertura del suelo, y la intervención antrópica (Figura 2.1).

2.1 EROSIÓN POR EL VIENTO

La erosión por el viento ocurre cuando los suelos sin vegetación son expuestos a altas velocidades del viento. Cuando la velocidad del viento genera una fuerza tractiva superior a las fuerzas gravitacionales y cohesivas de las partículas de suelo, el viento desprende las partículas y las transporta en suspensión.

Las partículas de menor tamaño (0.1 a 0.5 mm) son movidas por el viento en una forma de saltos o brincos. Las partículas gruesas se mueven rodando y las finas son transportadas en suspensión (Figura 2.2). La acción más visible es la suspensión en la cual se pueden observar tormentas de polvo.

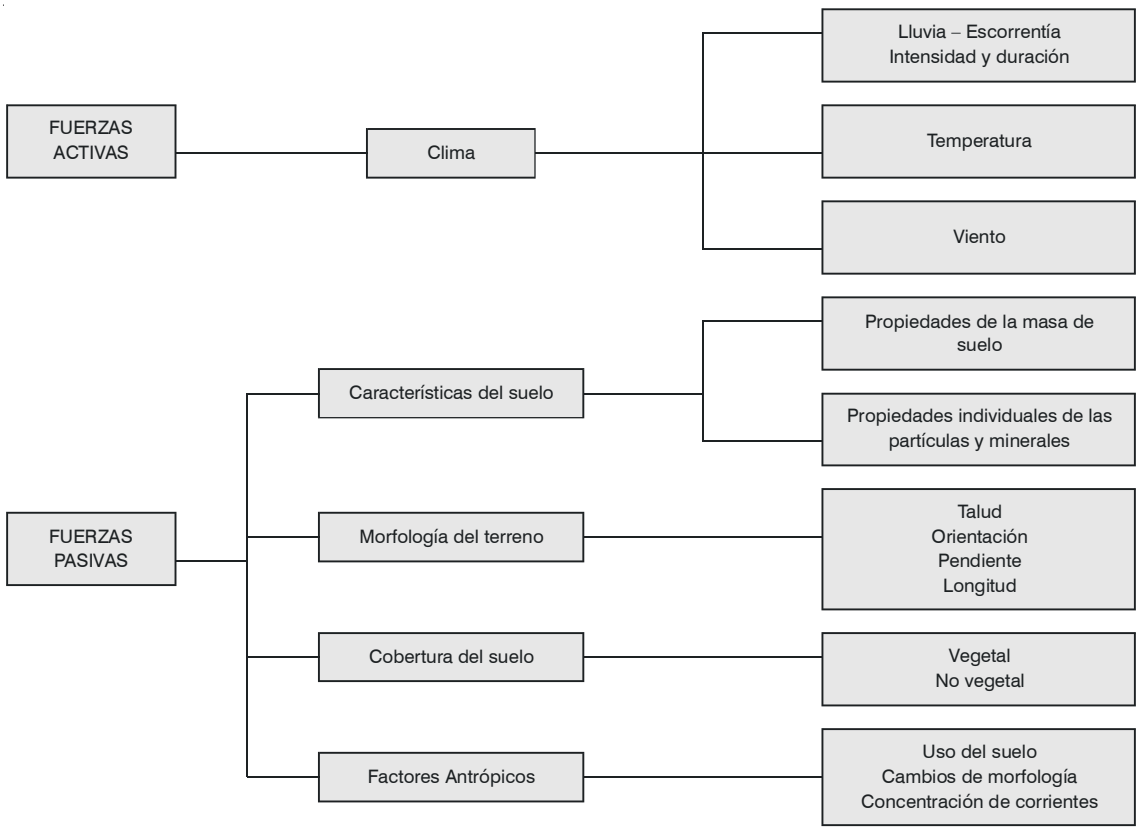


FIGURA 2.1 Factores que afectan la susceptibilidad a la erosión de los taludes y laderas.

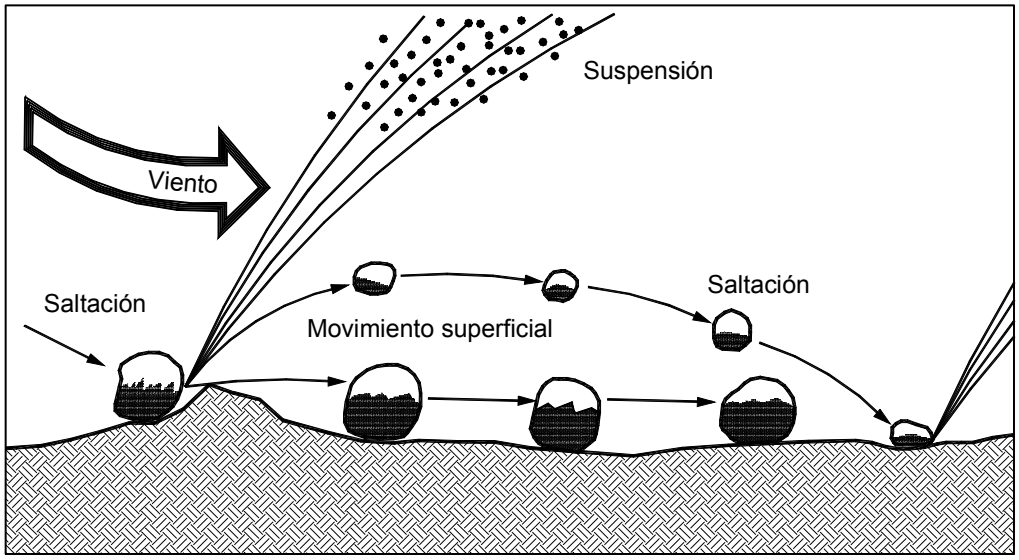


FIGURA 2.2 Mecanismo de erosión por acción del viento.

La erosión por viento es muy común en áreas de baja precipitación fluvial (menos de 375 mm / año) con suelos arenosos y bajos niveles de materia orgánica. El caso más frecuente de erosión por viento ocurre en los desiertos.

Las dunas son geoformas producidas por la sedimentación de las partículas de suelo transportadas por el viento. Las dunas se forman debido a la dificultad para la movilización de las partículas más gruesas y la forma como estas previenen la suspensión de partículas de suelo más pequeñas. Las dunas generalmente están alineadas con la dirección principal del viento y tienen una forma de U en la sección inferior de la duna, la cual forma una especie de embudo para el viento, aumentando su velocidad. Con el tiempo estas dunas pueden formar vegetación protectora que impide hasta cierto grado los procesos de erosión por viento, sin embargo esta vegetación puede ser destruida por acción humana, exponiendo los materiales a la acción del viento.

La longitud y la pendiente de los taludes tienen poca importancia en el caso de la erosión por el viento. Los factores más importantes son la humedad y la temperatura. Solamente los suelos secos son susceptibles a erosión por el viento. El viento puede recoger y cargar partículas en suspensión de suelos secos con partículas de tamaño menor a 0.1 mm o sea limos o arenas muy finas.

La erosión por el viento consiste de tres fases distintas:

Desprendimiento

El movimiento del suelo por acción del viento es un resultado de la turbulencia de la velocidad. La velocidad requerida al iniciar el movimiento aumenta, al aumentar el tamaño de las partículas. Para la mayoría de los suelos esta velocidad es de aproximadamente 20 km/h a una altura de 30 centímetros por encima de la superficie (Gray y Sotir, 1996).

Transporte

La velocidad requerida para el transporte de las partículas una vez se inició es menos que la requerida para el desprendimiento. La mayor parte de las partículas del suelo se transportan cerca de la superficie de la tierra a una altura no mayor a 1.0 metro. Aproximadamente 62 al 97% del total de las partículas es transportado en esta zona cerca de la superficie. Este hecho sugiere la utilidad de instalar barreras bajas o rompedores de viento para impedir el movimiento de estas partículas. La vegetación por ejemplo puede cumplir con este propósito adicionalmente a la de otras funciones de control de erosión y estabilidad del talud (Gray y Sotir, 1996).

Depositación

Al disminuir la velocidad del viento o al encontrarse las partículas con una barrera estas caen o se sedimentan por acción de las fuerzas de gravedad.

2.2 EROSIÓN POR GOTAS DE LLUVIA

La erosión por golpeo de la lluvia (Splash erosion) ocurre por el impacto de las gotas de agua sobre una superficie desprotegida, el cual produce el desprendimiento y remoción de capas delgadas de suelo (Figura 2.3). Este impacto rompe la estructura del suelo y lo separa en partículas relativamente pequeñas. Estas partículas son luego transportadas por la escorrentía. Al caer una gota de lluvia levanta partículas de suelo y las reparte en un área de aproximadamente un metro cuadrado. Parte de la lluvia se infiltra y parte fluye sobre la superficie.

En un suelo sin protección vegetal se calculan hasta cincuenta metros cúbicos de suelo removido por hectárea en una lluvia fuerte de una hora de duración.

La erosión es una función del poder erosionante del agua y de la erosionabilidad del suelo. La erosión causada por la lluvia está determinada por la cantidad, intensidad y duración de la misma. Cuando la intensidad y cantidad de lluvias es alta la erosión será más rápida.

Tamaño y velocidad de las gotas de lluvia

El tamaño de las partículas de lluvia varía de 0.5 a 5 m.m. de diámetro, de acuerdo a la intensidad de la lluvia (Figura 2.4). Durante una lluvia las gotas son de diferentes tamaños.

La velocidad de las partículas de lluvia pueden calcularse mediante la siguiente expresión (Atlas y Ulbrich, 1987):

$$V_t = 3.86\, d_r^{0.67}$$

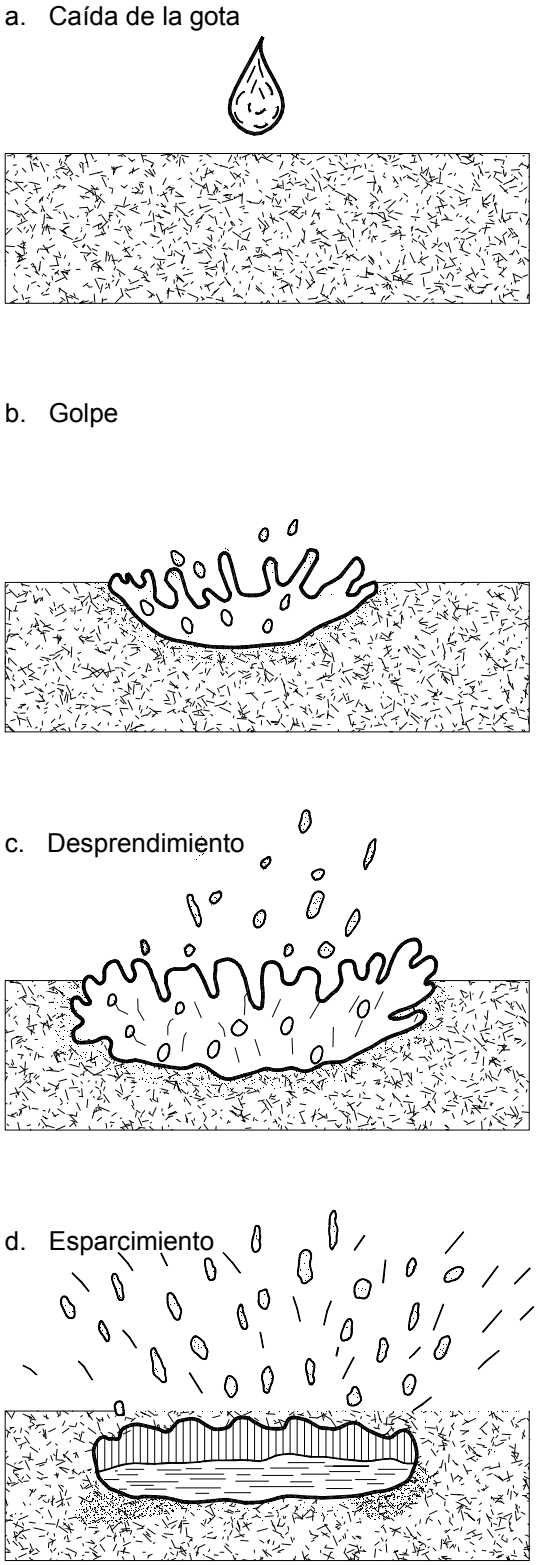


FIGURA 2.3 Erosión por golpeo de una gota de lluvia.

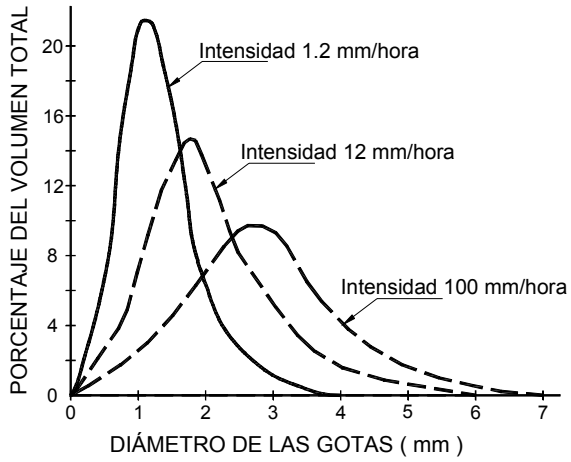


FIGURA 2.4 Distribución de las gotas en una lluvia.

Donde:

V_t = Velocidad en metros / segundo.

d_r = Diámetro en milímetros

La velocidad de las gotas varía generalmente de 3 a 10 metros por segundo.

Con el tamaño y velocidad de las gotas puede calcularse la energía cinética, la cual es generalmente superior a la de una escorrentía normal.

La energía cinética depende del tamaño o masa de las partículas de agua y la velocidad

$$K_e = 1/2 m v^2$$

La energía cinética de una lluvia puede calcularse mediante la siguiente expresión (Wischmeier y Smith, 1965):

$$K_e = 916 + 330 \log_{10} i$$

Donde:

i = Intensidad de la lluvia en pulgadas / hora

Ke = Energía cinética de la lluvia en pie – Ton por acre – pulgada de lluvia.

La lluvia es en sí entonces la fuente más importante de erosión, medida en volumen de suelo desprendido.

Cuando el terreno tiene pendiente de más del dos por ciento se forman pequeños surcos y en pendientes menores la erosión es laminar por la acción de la escorrentía que transporta el suelo desprendido por la lluvia.

Para la eliminación de la erosión por gotas de lluvia se emplea la cobertura vegetal especialmente los pastos.

2.3 EROSIÓN LAMINAR

La erosión laminar consiste en el desprendimiento y transporte en capas bien definidas superficiales de suelo por acción de la escorrentía difusa (Figura 2.5).

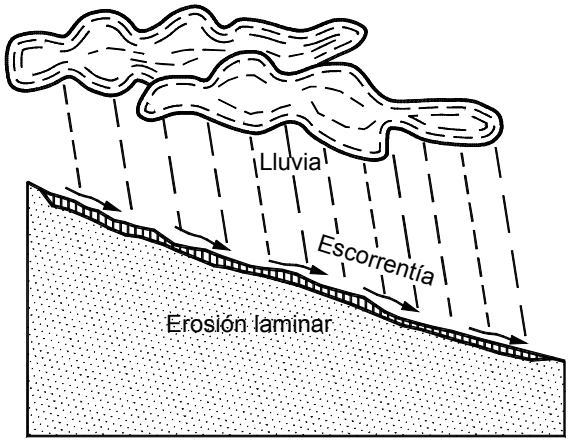


FIGURA 2.5 Proceso de erosión laminar.

El suelo se va perdiendo casi en forma imperceptible. Este tipo de erosión es muy común en los suelos residuales y en las zonas recientemente deforestadas.

La acción de las gotas de lluvia altera el suelo superficial. El agua parcialmente se infiltra y parcialmente se acumula sobre la superficie del terreno formándose una capa delgada de agua con flujos de 2 a 3 milímetros de espesor. El flujo laminar es poco profundo en la cresta de la ladera pero la profundidad de flujo aumenta talud abajo. El flujo propiamente laminar tiene poco poder erosivo pero en partes se convierte en turbulento, aumentando en forma importante su capacidad de erosión. Al continuar la acción de la lluvia y al mismo tiempo ocurrir el flujo se genera turbulencia en el flujo, aumentando la capacidad de erosión. El flujo de agua toma un color marrón o amarillo por la presencia de sedimento.

Las áreas de cultivos no permanentes son extraordinariamente susceptibles a la erosión laminar al igual que los suelos sin vegetación y los sujetos a sobre pastoreo de ganado.

2.4 EROSIÓN EN SURCOS

La erosión en surcos ocurre cuando el flujo superficial empieza a concentrarse sobre la superficie del terreno, debido a la irregularidad natural de la superficie. Al concentrarse el flujo en pequeñas corrientes sobre una pendiente, se genera una concentración del flujo el cual por la fuerza tractiva de la corriente produce erosión (Figura 2.6), formándose pequeños surcos o canales, los cuales inicialmente son prácticamente imperceptibles pero poco a poco se van volviendo más profundos. En estos surcos la energía del agua en movimiento adquiere cada vez, una fuerza mayor capaz de desprender y transportar partículas de suelo. Inicialmente, los pequeños canales presentan una forma en V la cual puede pasar a forma en U. (Figura 2.7).

La profundidad del canal va aumentando. Estos flujos adquieren velocidades cada vez mayores. La energía de este flujo concentrado empieza desprender partículas de suelo incorporándolas al flujo, convirtiendo estos microflujos concentrados en las rutas preferenciales de los sedimentos.

La erosión se aumenta cuando el espesor del flujo es muy cercano al diámetro de las gotas de lluvia (0.5 a 5 m.m.); las partículas de suelo son removidas por el golpeo de la lluvia y transportadas por el flujo, aún con pendientes muy pequeñas. El agua dentro del surco presenta considerable turbulencia y puede erosionar partículas relativamente grandes.

Los surcos paralelos forman una red de drenaje en la cual los surcos más profundos rompen la divisoria de los surcos más pequeños, llevando el agua al punto más bajo. Este proceso fue llamado por Horton (1945) como «micro piratería». Su efecto es que talud abajo

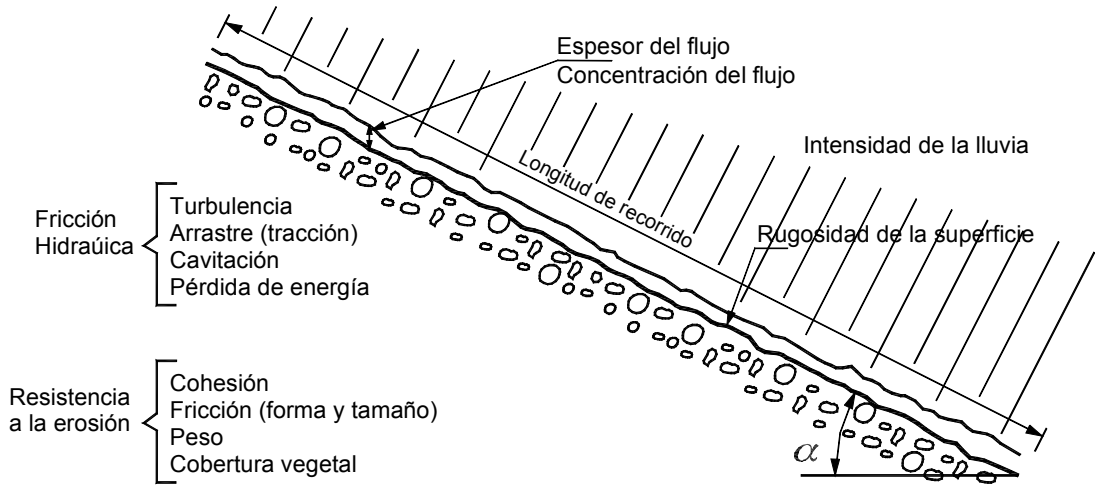


FIGURA 2.6 Elementos que intervienen en la formación de surcos.

es mayor su espaciamiento y la profundidad predominante es la de los surcos de mayor poder erosivo. Este proceso puede ocurrir durante el tiempo de una sola lluvia o con el proceso continuado de varias lluvias. La capacidad erosiva de los surcos es tal, que si la cobertura vegetal y de raíces no es muy fuerte, puede romper la vegetación. Los surcos en ocasiones pasan por debajo de las raíces.

La erosión en surcos es la causante del mayor porcentaje de producción de sedimentos sobre la superficie de la tierra (Schwab y otros, 1981). La mayor parte del volumen total de sedimentos transportados por procesos erosivos ocurre en forma de surcos, después de la acción del golpeo de la lluvia. La acción de golpes de la lluvia y el flujo de agua generado en la dirección principal de la pendiente, forma inicialmente microsurcos de erosión (Rills) y a medida que la longitud de flujo es mayor los surcos se hacen más profundos y de menor densidad por una unidad de área.

Cuando los surcos se hacen más profundos y más anchos se dice que los surcos se convirtieron en cárcavas. Si los canales de erosión tienen profundidades de menos de 30 centímetros se les clasifica como surcos y si la profundidad es mayor, como cárcavas. Los surcos pueden eliminarse con rastrillado y siembra de vegetación. Las cárcavas requieren de obras más complejas de ingeniería.

Los suelos más susceptibles a formación de surcos son los suelos expuestos al agua sin cobertura vegetal alguna. Entre mayor sea la cobertura vegetal superficial, la susceptibilidad a la formación de surcos disminuye.

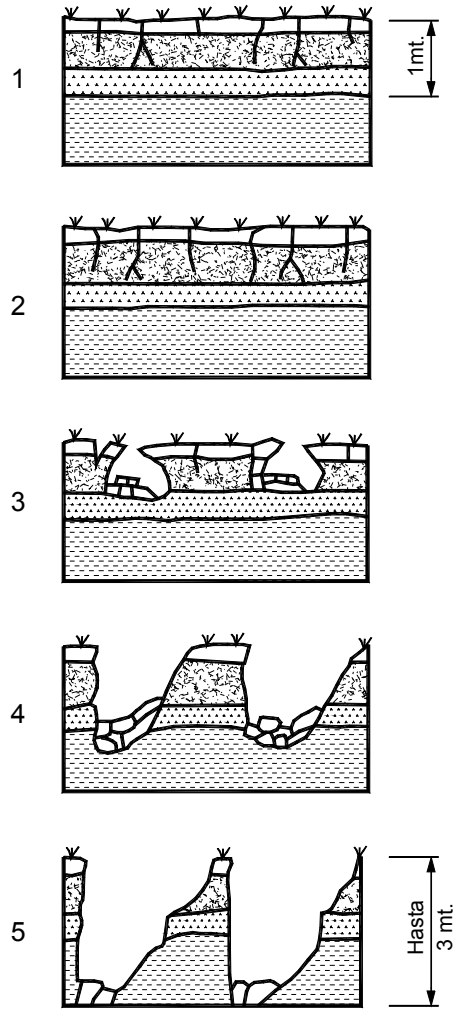


FIGURA 2.7 Procesos de formación de surcos y cárcavas.

Los taludes o laderas cóncavas son muy vulnerables a la formación de surcos y cárcavas, debido al aumento de velocidad en la parte alta de una corriente concentrada. La estructura de los suelos residuales facilita la formación de corrientes rectas en forma de cuña, en las cuales concentran el agua y fácilmente se forman surcos y cárcavas.

El poder de erosión de los surcos puede detenerse construyendo barreras de vegetación intensa que actúan como línea de control y construyendo bermas y cunetas.

Erosión en túneles subsuperficiales

El agua infiltrada puede fluir subsuperficialmente en forma semiparalela a la superficie del terreno. Si los suelos son muy erosionables, este flujo puede producir erosión interna formando pequeños canales subterráneos o túneles (Figura 2.8). Estos túneles se presentan especialmente cuando la cobertura vegetal es pobre y las raíces son poco densas o poco profundas.

La erosión en túneles se inicia por el movimiento del agua en suelos dispersivos o erosionables y en ocasiones ocurre a lo largo de estructuras heredadas en el suelo residual o a lo largo de grietas o de cavernas de hormigas u otros animales.

Para la formación de túneles de erosión se requieren varias condiciones:

a. Suelo de alta erosionabilidad
b. Pendiente importante del terreno
c. Lluvias importantes (Más de 650 mm al año)
d. Alta capacidad de infiltración
e. Alta permeabilidad o la presencia de cavernas grietas o estructuras heredadas

A medida que avanza el proceso de erosión el túnel aumenta de tamaño y finalmente puede colapsar formando cárcavas o surcos profundos.

La presencia de túneles de erosión se puede detectar por la aparición de huecos en el suelo.

Transporte de sedimentos en los surcos

Los sedimentos en los surcos se transportan por fuerzas muy similares a las de las corrientes de agua permanentes. Parcialmente los sedimentos se transportan suspendidos, mientras las partículas de mayor tamaño van rodando a lo largo del surco.

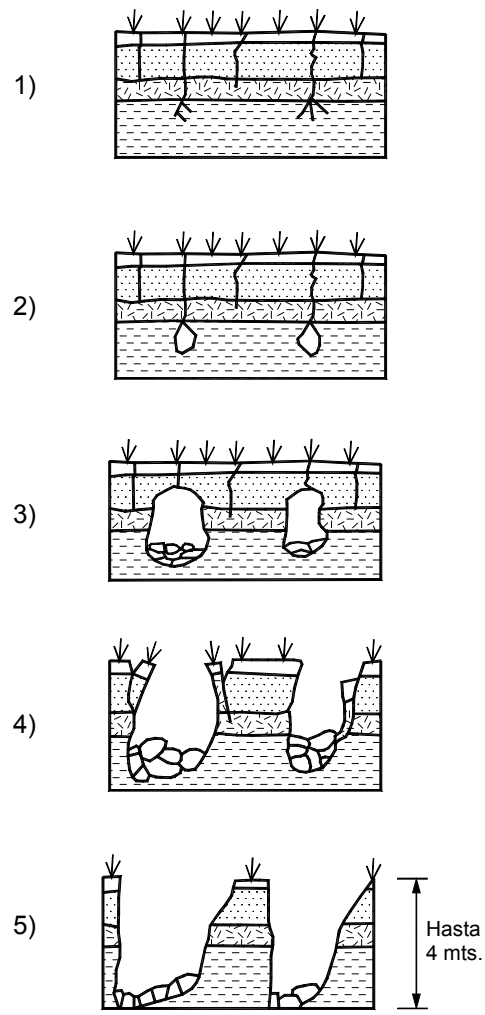


FIGURA 2.8 Procesos de formación de cárcavas por flujo subsuperficial.

La capacidad de transporte del flujo en los surcos depende del caudal y de la pendiente.

De-Ploey (1984) propuso la siguiente expresión:

$$\frac{Q_s}{Q} \; \alpha \; S^{1.25} Q^{0.625}$$

Donde:

Q_s = Capacidad de transporte del surco
Q = Caudal total de agua en el surco
S = Pendiente

FOTOGRAFÍA 2.1 y 2.2 Erosión en surcos.

2.5 EROSIÓN EN CÁRCAVAS

Al profundizarse y ampliarse los surcos de erosión se convierten en cárcavas, o varios pequeños surcos pueden unirse y crecer para formar una cárcava.

Se denomina cárcava a un canal de erosión con una sección superior a un pie[2]. Estos canales ya no pueden ser eliminados con prácticas agrícolas. Las cárcavas tienen una mayor capacidad de transporte de sedimentos que los surcos, debido a que las ratas de flujo son mayores. Las cárcavas actúan como cauces de concentración y transporte de agua y sedimentos. En este proceso una cárcava con cauce en V captura a las vecinas y va transformando su sección de una V ampliada a U. Al inicio las cárcavas son en V pero generalmente terminan con forma en U. Las cárcavas son canales mucho más largos que los surcos. Estos canales transportan corrientes concentradas de agua durante e inmediatamente después de las lluvias. Las cárcavas van avanzando o remontando hacia arriba formando una o varias gradas o cambios bruscos de pendiente (Figura 2.9).

Susceptibilidad a la formación de cárcavas

Las áreas más susceptibles a erosión en cárcavas son aquellas de topografía de alta pendiente y mantos de suelo de gran espesor. Las mesetas semiplanas que recogen gran cantidad de aguas de escorrentía y a su vez tienen taludes de pendiente fuerte lateral presentan especial susceptibilidad a la formación de cárcavas, especialmente cárcavas anchas. Las áreas más afectadas por cárcavamientos son aquellas que tienen suelos dispersivos o altamente erosionables.

En el caso de suelos expansivos los procesos de humedecimiento y secamiento facilitan la formación de las cárcavas. La parte más crítica es la superficie del terreno en la parte alta del talud exactamente por debajo de las raíces de vegetación. Esta zona se erosiona, aún después de un proceso de revegetalización del talud general. En el caso en el cual aparecen suelos duros en el talud como afloramientos de roca, se van formando gradas y la cárcava avanza indistintamente en cada nivel.

Así mismo, la eliminación de la cobertura vegetal o la destrucción de la estructura del suelo por remoción de la capa protectora superficial, expone el suelo a la erosión. La formación de cascadas o caídas de agua acelera el proceso de carcavamiento.

Magnitud de la erosión en cárcavas

Aunque el volumen total de pérdidas de suelo en el mundo debida a la erosión en cárcavas es comúnmente menor que la debida a la erosión laminar y en surcos, los daños asociados con la erosión en cárcavas puede ser mucho más significativo y los riesgos para las vidas humanas pueden ser mayores. Las cárcavas no son tan significativos como los surcos en términos del total de sedimentos que se producen en el mundo, pero son mucho más destructivos en términos de daño a carreteras, terraplenes, ciudades, etc.

Una cárcava significa la pérdida de grandes volúmenes de suelo en un solo sitio. Las cárcavas profundas y anchas alcanzan profundidades en algunos casos superiores a 50 metros, limitando en forma importante el uso de la tierra y generando grandes fuentes de sedimentos para las corrientes.

Las cárcavas son muy difíciles de estabilizar y controlar y para su estabilización se deben controlar tres partes así (Figura 2.10) :

- Erosión en el fondo
- Erosión lateral o ampliación de la cárcava
- Erosión en la cabeza o avance hacia arriba de la cárcava

La dinámica de la formación de las cárcavas es compleja y no se encuentra totalmente entendida hasta el momento. Se ha propuesto varios modelos estadísticos para predecir el crecimiento y desarrollo de las cárcavas (Beer y Johnson 1963).

2.5.1 PROCESOS DE CARCAVAMIENTO

Los procesos más importantes en el crecimiento de una cárcava son:

1. Profundización del fondo de la cárcava. El fondo de la cárcava se va profundizando en forma continua o discontinua (Figura 2.11). El proceso continúa hasta que se logra una pendiente de equilibrio o aparece un manto profundo más resistente a la erosión.

2. Avance lateral. Al profundizarse el fondo de la cárcava esta se amplia por la inestabilidad geotécnica de los taludes laterales (Bache y Macaskill, 1984).

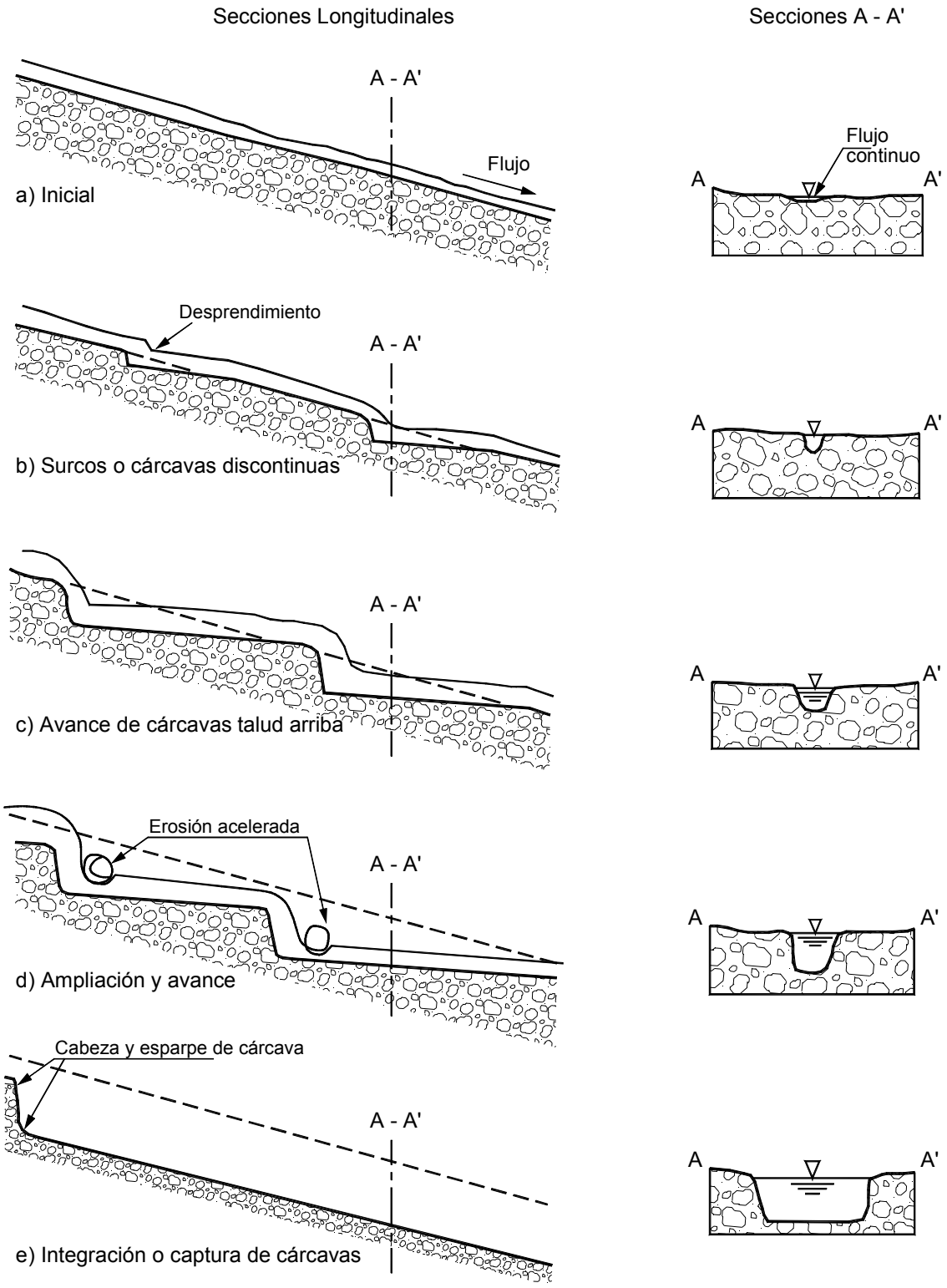


FIGURA 2.9 Etapas en el desarrollo de una cárcava (Adaptado de Leopold, Wolman y Miller, 1964).

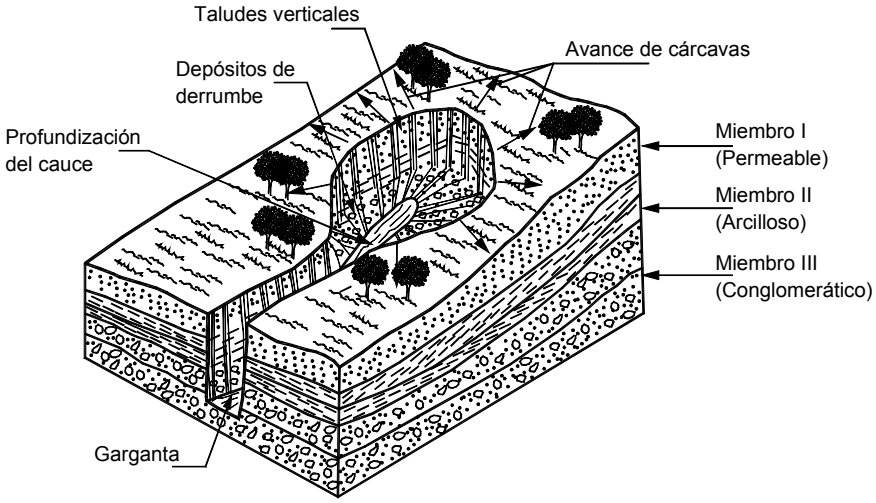


FIGURA 2.10 Esquema general del proceso de erosión en cárcavas.

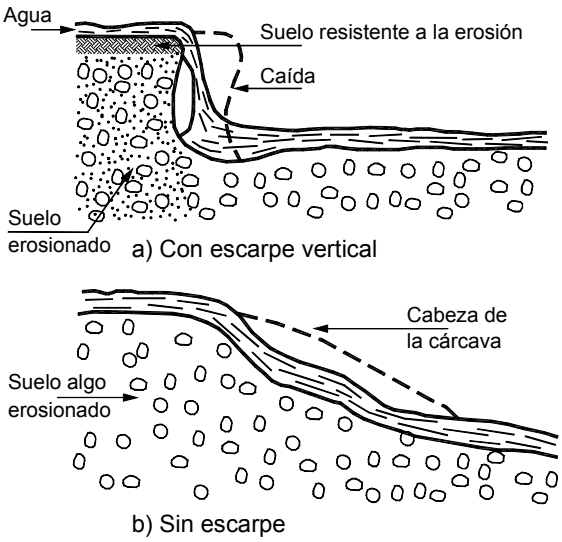


FIGURA 2.11 Procesos de erosión en el fondo de una cárcava.

3. Erosión acelerada concentrada en los sitios de cambio topográfico en el fondo de la cárcava.

En los cambios de pendiente la turbulencia y la fuerza concentrada de la corriente de agua acelera localmente el proceso de erosión y socavación (Figura 2.12). Los procesos de turbulencia pueden modelarse hidráulicamente en las forma como se indica en la figura 2.13; Sin embargo, es extraordinariamente difícil determinar para cada caso específico el mecanismo de turbulencia que va a actuar. El modelamiento hidráulico de cárcavas es muy complejo.

4. Avance de la cabeza de Cárcava. El avance más dramático es comúnmente el avance de la cárcava hacia arriba de la pendiente, aumentándose permanentemente la altura del escarpe vertical entre la corona y la cabeza. Entre más alto es el escarpe, la inestabilidad es mayor y la cárcava avanza a una mayor velocidad.

El afloramiento de agua en las paredes o pies de los taludes de la cárcava es un factor muy importante en el avance tanto lateral como aguas arriba en el proceso de erosión. Al encontrar corrientes de agua subterránea se aumenta a su vez el proceso de inestabilidad del escarpe y la rata de avance de la cárcava.

5. Erosión laminar y en surcos. Dentro de las cárcavas se pueden producir procesos de erosión laminar o erosión en surcos, debidos especialmente al impacto de las gotas de lluvia y la escorrentía difusa.

Ampliación de las cárcavas

Las aguas de escorrentía concentrada forman inicialmente surcos, los cuales se profundizan por debajo de la cobertura vegetal. Una vez se forma la cárcava de erosión ésta se va tornando más profunda, y se produce ampliación lateral y hacia arriba. El proceso continúa con la profundización y ensanchamiento del canal. La cabeza de la cárcava se hace más alta y esta avanza talud arriba cada vez más rápidamente, volviéndose prácticamente incontrolable. Adicionalmente a la erosión propiamente dicha, se produce desprendimiento lateral de pequeños bloques de suelo. La profundización de la

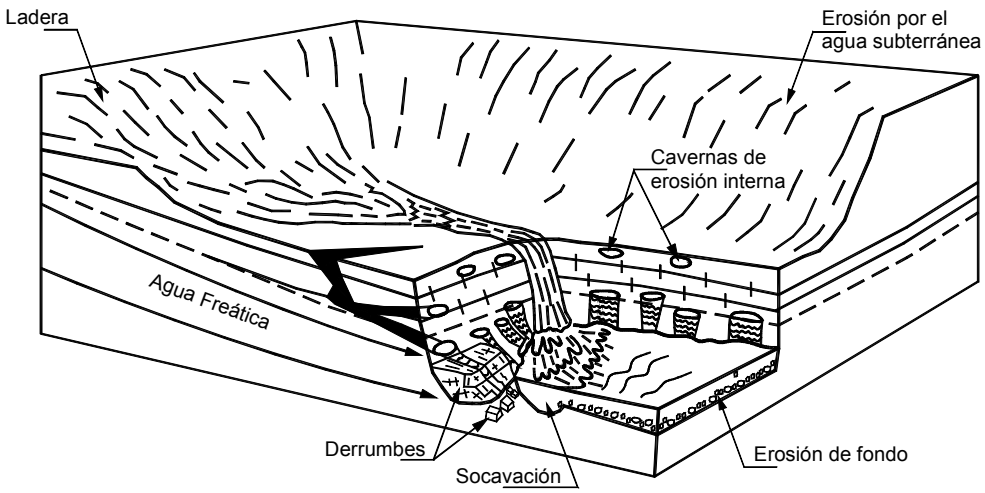


FIGURA 2.12 Erosión en la cabeza vertical de una cárcava (Dietrich y Dunne, 1993).

cárcava trae a su vez su ampliación y su avance hacia arriba. La cabeza de la cárcava forma un escarpe cada vez más alto y lo mismo ocurre lateralmente. Se presentan entonces deslizamientos de tierra en estos taludes semiverticales.

En este proceso se pueden formar varios canales secundarios. Al profundizarse el canal se aumenta la pendiente y la capacidad erosiva de la corriente concentrada. Si en el proceso de carcavamiento el canal se profundiza por debajo del nivel freático, se generan erosiones por exfiltración del agua subterránea hacia la cárcava acelerándose el proceso de ampliación de la cárcava. Si aparece a profundidad un manto más resistente a la erosión, el proceso de profundización disminuye pero el proceso de ampliación continua. En el fondo de la cárcava se pueden formar gradas o caídas de agua por erosión diferencial de los diversos mantos.

A medida que se va formando la cárcava, el caudal aumenta progresivamente y se crea un desequilibrio con un nivel muy alto de turbulencia. La combinación de caudal, radio hidráulico, rugosidad y gradiente, generan un proceso de aumento progresivo de la capacidad de erosión y la erosión a su vez va modificando en forma casi geométrica los niveles de velocidad y turbulencia, creándose un proceso que puede avanzar muy rápidamente y amenazar la estabilidad de grandes áreas de terreno.

El proceso generalmente no es auto controlable, sino que se perpetua en el tiempo afectando cada vez más áreas. Una vez se forma una cárcava, la erosión progresa hacia aguas arriba con la acción erosiva causada por el flujo concentrado dentro de la cárcava y la inestabilidad lateral.

2.5.2 TIPOS DE CÁRCAVA

Se pueden identificar cuatro tipos de cárcava:

a. Cárcavas Continuas Alargadas

No tienen cabeza con escarpe vertical importante. Esto ocurre en suelos granulares cohesivos, al deteriorarse la cobertura vegetal por acción de los surcos de erosión. Generalmente aumentan en ancho y profundidad talud abajo y pueden presentar sedimentación en sectores de menores pendientes.

Las cárcavas continuas llamadas también cárcavas de socavación se profundizan en un proceso de erosión o lavado de las partículas del fondo del cauce. Generalmente, las partículas erosionadas son las arenas finas y los limos, permaneciendo en la cárcava las partículas de mayor tamaño. Las cárcavas continuas alargadas están asociadas frecuentemente con paisajes suavemente ondulados.

b. Cárcavas Alargadas con escarpe vertical superior

Ocurre en suelos cohesivos o con coberturas de raíces; son retrogresivas con avance y fallas de los taludes resultantes por esfuerzo al corte o volteo. En ocasiones se agrava el proceso por afloramiento de agua subterránea en el pie del escarpe formado, como es el caso de la ciudad de Bucaramanga - Colombia.

Inicialmente la cárcava se profundiza hasta lograr una pendiente de equilibrio por razones geológicas o propias del proceso erosivo y luego inicia un proceso de avance lateral y hacia arriba, mediante la ocurrencia de deslizamientos. La cabeza de la cárcava puede

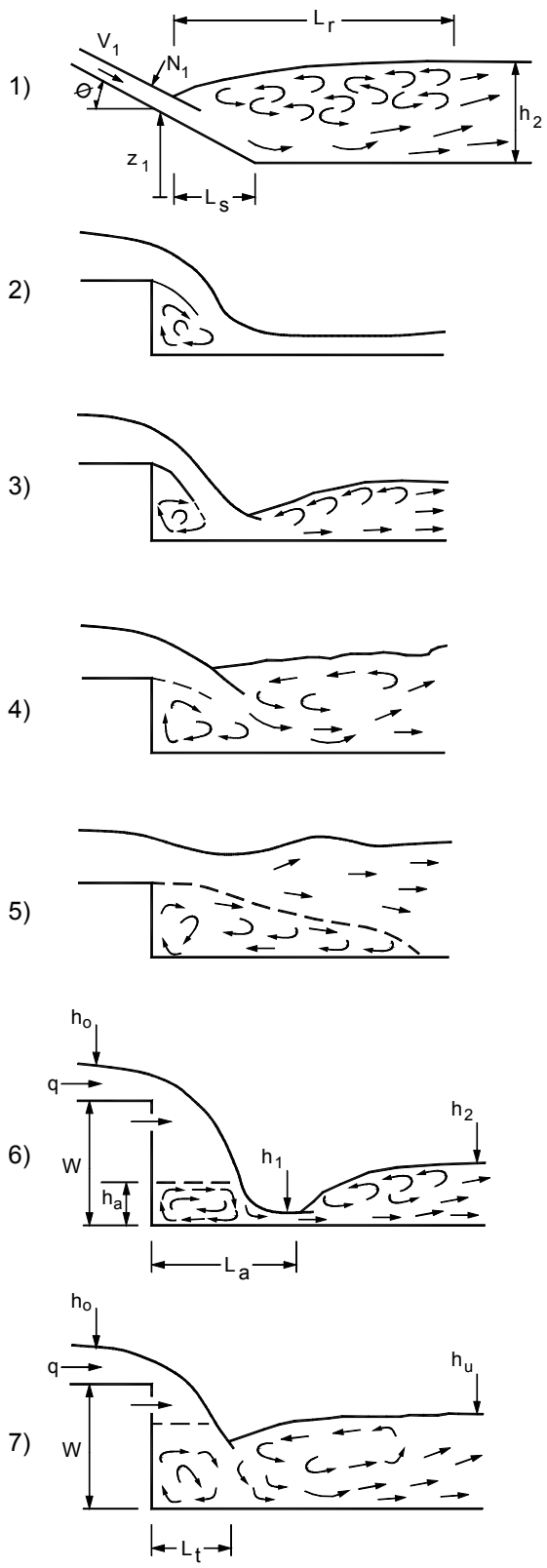


FIGURA 2.13 Mecanismos de turbulencia que generan erosión en cambios topográficos en el fondo de una cárcava (Adaptado de Vischer y Hager, 1995).

moverse hacia arriba como un resultado de la excavación en el pie del escarpe por la caída de agua desde la corona y por deslizamientos de los taludes.

Las cárcavas continuas también pueden avanzar lateralmente en un proceso similar al de las cárcavas alargadas.

c. Cárcavas anchas

Este sistema de cárcavas anchas es muy común en cortes de excavaciones para carreteras y ferrocarriles. El corte inicial es un talud con una determinada pendiente. El agua al correr sobre el talud genera una serie de surcos y pequeñas cárcavas dentro de una cárcava ancha que comprende una sección grande del corte. En la práctica el corte original de la vía es realizado a un ángulo superior al ángulo de estabilidad por erosión del talud y se genera un proceso progresivo de deterioro del talud, formándose un escarpe vertical y una nueva pendiente estable (Blunt y Dorken, 1995). La formación de cárcavas anchas es muy común en suelos residuales donde el material más superficial del perfil generalmente es más erosionable y al profundizarse la resistencia a la erosión aumenta. La pendiente estable a la erosión no corresponde a la pendiente estable para deslizamientos de tierra. Generalmente la pendiente de reposo por erosión superficial es muy inferior a la pendiente de reposo por erosión en masa.

El escarpe vertical se forma exactamente debajo de la vegetación original en la corona del talud. El material de suelo debajo de las raíces es socavado por el proceso de carcavamiento y se forma un voladizo de vegetación (Figura 2.14). Al aumentar la longitud del voladizo la vegetación falla por bloques. El tamaño y

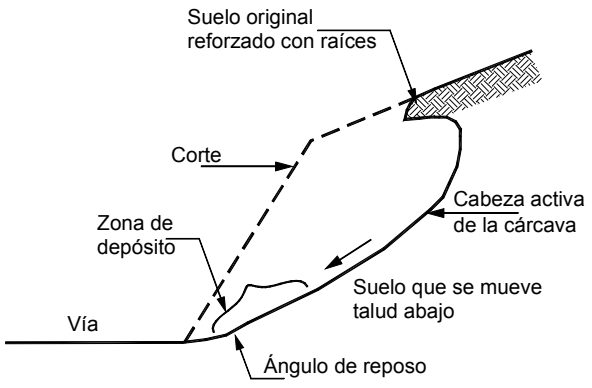


FIGURA 2.14 Ilustración esquemática del proceso de cárcavas anchas en corte de carretera (Blunt y Dorken 1995).

la rata de avance de la cárcava son una función de la resistencia a la erosión del suelo y de la cohesión, así como de otros parámetros de tipo geotécnico, como la expansibilidad (Figura 2.15).

El proceso de avance de las cárcavas anchas no es uniforme y se pueden formar diferencias considerables de pendiente a lo largo y ancho de la cárcava, de acuerdo a la erosionabilidad de los materiales como se indicó en el capítulo 1. El resultado es un perfil topográfico no uniforme (Figura 2.16).

d. Cárcavas ramificadas

Ocurre con alguna frecuencia que las cárcavas alargadas formen cárcavas laterales creando un sistema de ramificación de la cárcava. Esta anaramificación genera un proceso muy fuerte de denudación con generación de grandes cantidades de sedimentos para las corrientes.

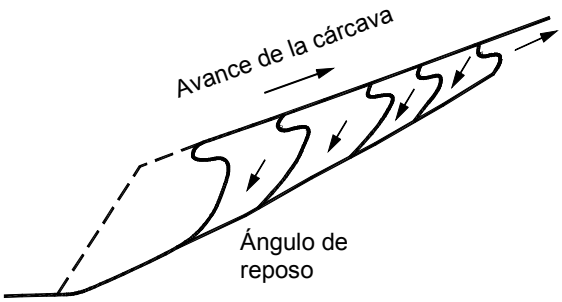


FIGURA 2.15 Esquema de avance de una cárcava ancha en un suelo homogéneo.

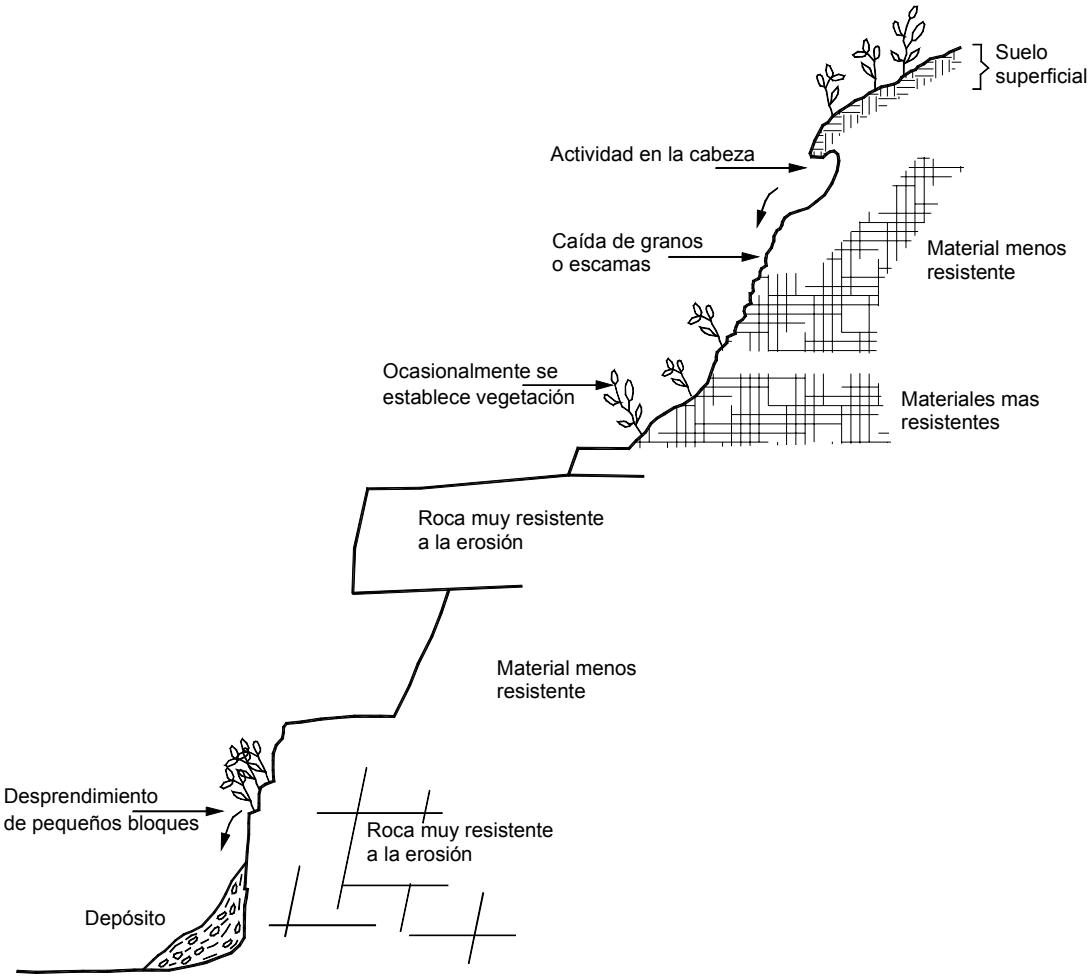


FIGURA 2.16 Formación de cárcava ancha en rocas estratificadas con resistencias diferentes a la erosión.

2.5.3 CAUSAS DE LA FORMACIÓN DE CÁRCAVAS

Las cárcavas se forman en sitios de concentración de aguas. La mayoría de las cárcavas son causadas por actividades humanas. Las cárcavas tienden a formarse donde se concentra grandes volúmenes de escorrentía especialmente cuando se descargan sobre taludes de alta pendiente con suelos erosionables. Un caso común de cárcavas es la concentración de aguas ocasionada por las alcantarillas en las carreteras. Los sitios de entrega de aguas de alcantarillas en las carreteras son muy susceptibles a la formación de cárcavas, debido a las altas velocidades del agua concentrada.

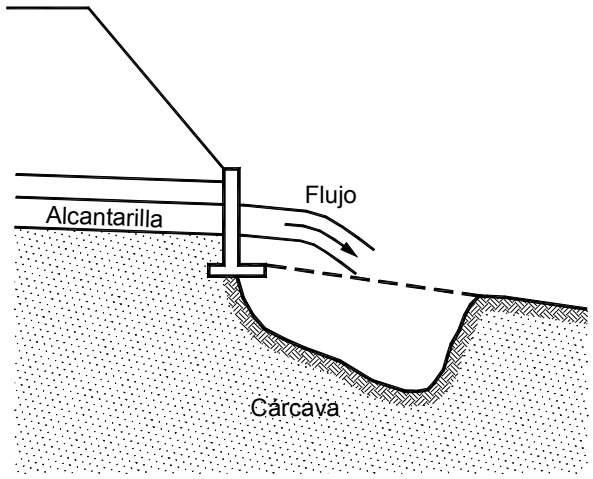


FIGURA 2.17 Erosión en entregas de alcantarillas.

a. Cárcavas en las entregas de alcantarillas y box coulverts

En los sitios en los cuales el agua sale de la alcantarilla a una velocidad muy alta y en forma concentrada, se requiere construir medidas de protección contra la erosión y/o estructuras para disipación de energía. Generalmente trata de formarse una cárcava de erosión que trata de destruir la vía, al avanzar hacia arriba y lateralmente (Figura 2.17).

b. Cárcavas por urbanismo inadecuado

En las zonas urbanas es muy común la generación de cárcavas debidas a que el urbanismo no tuvo en cuenta la forma como se concentra y fluye la escorrentía recogida por las vías y otras obras de urbanismo. El desborde de corrientes concentradas de agua hacia los taludes produce carcavamiento (Figura 2.18).

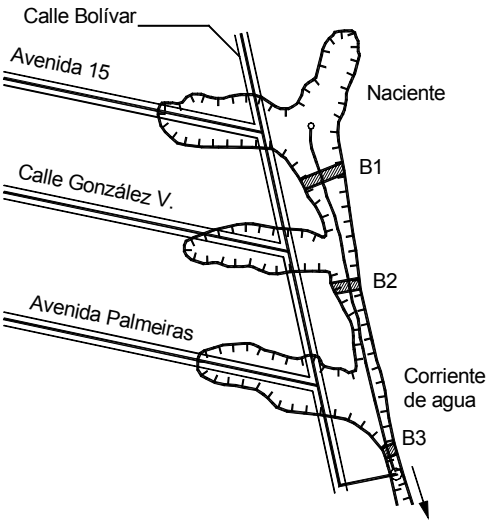


FIGURA 2.18 Formación de cárcavas por el manejo inadecuado del urbanismo.

c. Cárcavas por afloramiento de agua subterránea

Los nacimientos o afloramientos concentrados de agua subterránea son el resultado de fuerzas gravitacionales hidrostáticas, las cuales generan un movimiento del agua subterránea, la cual al encontrar un camino de salida o al ser obligada a emerger a la superficie del terreno generan corrientes superficiales (Figura 2.19). La presencia de exfiltraciones del agua subterránea está controlada por la estructura geológica o del suelo.

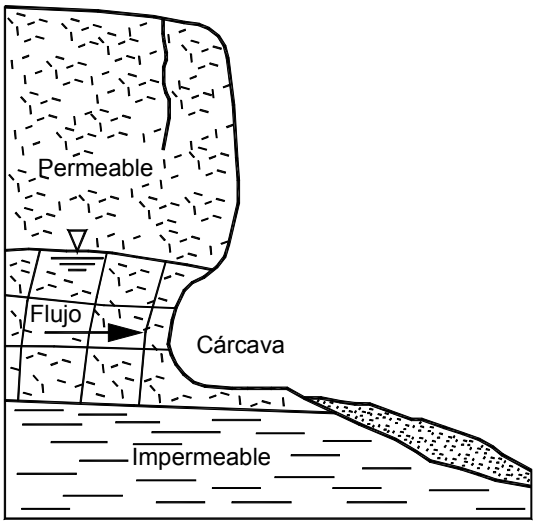


FIGURA 2.19 Esquema de erosión por afloramiento de agua subterránea.

La descarga de estos afloramientos depende de las características de la recarga de agua, o del acuífero de donde proviene la corriente. Las fluctuaciones son una respuesta a la recarga y varían en períodos desde minutos a años dependiendo de las condiciones hidrogeológicas. Los nacimientos pueden ser desde flujos intermitentes de muy poco caudal, los cuales desaparecen después de una lluvia, o de un período lluvioso; hasta nacimientos permanentes de metros cúbicos por hora.

Los nacimientos pueden ser de varios tipos (Lee - 1996):

1. Nacimientos por depresiones topográficas
2. Afloramientos debidos al contacto de dos materiales de diferente permeabilidad.
3. Aguas artesianas de acuíferos con presión hidrostática alta.
4. Afloramientos por cavernas de disolución.

Al aflorar las aguas subterráneas, los gradientes hidráulicos del agua interna ejercen fuerzas de tracción sobre las partículas de suelo, generando desprendimiento de granos o bloques de suelo. En este proceso se va formando una depresión o cárcava, la cual se amplia por avance lateral y hacia arriba.

2.5.4 CÁLCULO DE LA EROSIÓN EN CÁRCAVAS

Se han desarrollado algunas ecuaciones de experiencias locales para estimar la erosión en cárcavas. La siguiente ecuación fue desarrollada en el estado de Iowa en E.U.:

$$Y = 0.01\, X_1^{0.982}\, X_2^{-0.044}\, X_3^{0.7954}\, X_4^{-0.2473}\, e^{-0.036 x_5}$$

Donde:

Y = Avance del área de la cárcava en acres para un determinado período de tiempo
X_1 = Indice de escorrentía (pulgadas)
X_2 = Area de la terraza o cuenca (acres)
X_3 = Longitud de la cárcava al inicio del período (pies)
X_4 = Longitud desde la cabeza de la cárcava hasta la divisoria de aguas (pies)
X_5 = La desviación de la precipitación desde su condición normal durante el período de tiempo (pulgadas).

Otra ecuación desarrollada de varios sitios en los E.U. es la siguiente:

$$E_q = 0.15\, A^{0.49}\, S^{0.14}\, P_a^{0.75}\, E_c$$

Donde

E_q = Promedio anual de avance de la cabeza de la cabeza de la cárcava en pies
A = Area de drenaje en acres
S = Pendiente del canal de aproximación en porcentaje
P_a = Lluvia anual total en pulgadas de los aguaceros de más de media pulgada en 24 horas.
E_c = Porcentaje en peso de arcilla en el suelo.

Y otra tercera ecuación propuesta es la siguiente:

$$E_q = 1.5\, A^{0.46}\, P^{0.2}$$

Donde:

E_q = Promedio anual de avance de la cabeza de la cabeza de la cárcava en pies
A = Area de drenaje en acres
P = Suma de las lluvias mayores de 24 horas en un periodo de tiempo convertidos a promedio anual en pulgadas.

Las anteriores ecuaciones pueden servir para tener una idea de los factores que afectan la erosión en cárcavas pero no es recomendable utilizarlas ciegamente para diseño, debido a que estas no están teniendo en cuenta los factores que determinan la magnitud de la erosión para sitios diferentes a donde fueron desarrolladas.

2.5.5 CONTROL DE LA EROSIÓN EN CÁRCAVAS

Controlar erosión en cárcavas es difícil. En muchos casos en los cuales se han construido estructuras de concreto, gaviones de piedra o madera, estos han sido socavados y arrastrados por la cárcava, o en otros no ha modificado las causas básicas de la erosión y el proceso ha continuado. Si se logra distribuir las corrientes y evitar las concentraciones de grandes flujos se disminuye en forma importante la posibilidad de ocurrencia de cárcavas.

Hasta ahora el método más efectivo para el control de cárcavas es la vegetación con estructuras que favorezcan su crecimiento. Puede ser necesario usar métodos mecánicos, mallas, yute, fique, piedra o madera para controlar provisionalmente la erosión mientras se establece la vegetación. Generalmente,

se emplea una combinación de árboles de raíz profunda con pastos y hierbas. Adicionalmente, debe controlarse las aguas mediante zanjas y canales.

Las cárcavas pueden finalmente convertirse en canales o corrientes de agua.

La formación de cárcavas puede prevenirse en muchos casos utilizando prácticas conservacionistas en el uso de la tierra, especialmente con relación a la agricultura y ganadería, así como el manejo adecuado de las obras de infraestructura tales como carreteras y urbanizaciones.

Se debe evitar la concentración de aguas de escorrentía sobre zonas con cobertura vegetal deficiente. Adicionalmente, se pueden construir estructuras amortiguadoras de energía en la corriente para disminuir la velocidad del agua y en esta forma evitar la formación de cárcavas.

Es mucho más sencillo prevenir su ocurrencia que controlarla una vez se haya iniciado.

Estabilización de cárcavas activas

Para la estabilización de la erosión en cárcavas se está haciendo popular la práctica de las cuatro D:

1. **D**isminuir la velocidad y el caudal reduciendo el gradiente.
2. **D**etener el flujo utilizando sistemas de represamiento.
3. **D**esviar el flujo hacia áreas no peligrosas.
4. **D**isipar la energía utilizando estructuras o aumentando la sinuosidad y longitud del canal.

El principio fundamental del control de la erosión en cárcavas es determinar la causa directa del proceso y el mecanismo de desarrollo. El segundo principio es el encontrar la forma de restaurar el balance y crear condiciones para la estabilización del proceso.

Los sistemas de estabilización más utilizados son los siguientes:

a. Redireccionamiento de los flujos de agua

Cuando hay fuentes determinadas de los caudales de agua, la solución puede ser el redireccionar o controlar los flujos para que estos no pasen por la cárcava o por lo menos su caudal sea disminuido. Cuando no sea posible redireccionar los flujos se requiere construir obras para el manejo de los flujos dentro de la cárcava. Una vez controlados los flujos, se debe proceder a revegetalizar el fondo y taludes de la cárcava y estabilizar geotécnicamente los escarpes.

b. Canalización de la corriente

Los caudales pueden controlarse utilizando canales revestidos o tuberías para pasar por dentro o por fuera de la cárcava.

c. Construcción de estructuras de disipación de energía

Este sistema consiste en la construcción de vertederos o muros internos para la disminución de la pendiente del fondo de la cárcava. Una vez estabilizada la corriente se puede proceder a revegetalizar para lograr un efecto integral. La pendiente definitiva después de la construcción de las obras debe permitir la revegetalización

d. Revestimiento del fondo de la cárcava

El fondo de la cárcava puede revestirse utilizando productos especiales, sintéticos, gaviones, adoquines de concreto, etc., en forma similar a como se revisten las riberas de los ríos. Para el diseño de revestimientos se debe analizar las características de velocidad y turbulencia de las corrientes de agua dentro de la cárcava.

En todos los casos se debe colocar un filtro o geotextil como protección debajo de los revestimientos.

Es muy difícil estabilizar cárcavas solamente con vegetación, debido a la intensidad y turbulencia de las corrientes de agua; sin embargo en el caso de cárcavas de pequeña pendiente (menos de 5%) y de gran ancho (más de 7 metros) es posible que una estabilización con vegetación pueda ser eficiente, siempre y cuando los caudales máximos de agua no sean demasiado grandes. El establecimiento de la vegetación inicialmente es muy difícil por la presencia de corrientes de agua pero si estas se logran manejar, podría establecerse la cobertura vegetal.

e. Estructuras para almacenamiento de agua arriba de la cárcava

En ocasiones se han estabilizado cárcavas construyendo estructuras de almacenamiento de agua, aguas arriba de la cárcava con el objeto de disminuir los caudales pico. Estas estructuras son comúnmente represas cuyo objetivo es demorar la escorrentía y luego liberarla poco a poco.

Debe tenerse en cuenta que si llegare a fallar el sistema se podría producir un caudal mayor que el pico de diseño, causando problemas graves de erosión.

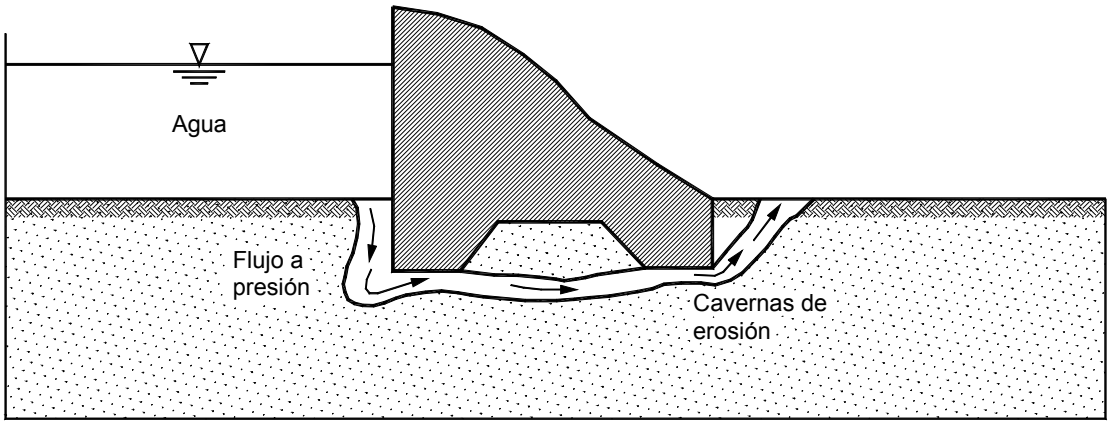


FIGURA 2.20 Esquema de erosión interna por debajo de una presa de concreto.

Procedimiento para el diseño

Para el diseño de obras de estabilización de cárcavas se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

a. Inspeccionar la cárcava para determinar el por qué del problema; qué pudo haber ocurrido o estar ocurriendo para agravar el problema y si existe una corriente de agua en la base de la cárcava.

b. Calcular el caudal máximo de agua que puede entrar a la cárcava. Este caudal depende de la topografía de la cuenca, su tamaño, su vegetación, tipo de suelo, etc.

c. Medir el tamaño, talud y forma de la cárcava.

d. Analizar a detalle el mecanismo de formación y progreso de la cárcava.

e. Determinar la mejor alternativa de estabilización.

f. Diseñar a detalle las obras de control.

2.6 EROSIÓN INTERNA

La erosión interna incluye el transporte de partículas en solución, suspensión y arrastre a través de cavernas interconectadas, o ductos y tubificación, o a lo largo del fondo de cimentaciones (Figura 2.20). Se debe distinguir entre la erosión subsuperficial y la erosión profunda.

En la erosión subsuperficial se produce arrastre de partículas finas a veces casi imperceptibles (Difuso) y en ocasiones produciendo hundimientos y cárcavas. Esta erosión ocurre en razón al proceso de infiltración, como se indicó anteriormente. En la erosión profunda se pueden formar grandes cavernas internas.

Los conductos de tubificación o erosión interna varían en longitud desde unos pocos centímetros a cientos de metros y en diámetro hasta decenas de metros. Pueden convertirse en rutas importantes de agua a través de una presa o pueden colapsar para formar cárcavas superficiales.

Susceptibilidad a la erosión interna

Los factores que pueden iniciar un proceso de erosión interna son:

a. Presencia de rellenos no compactados (zanjas para enterrar ductos).

b El agrietamiento por cambios de humedad.

c. La desaparición de la cobertura vegetal.

d. La presencia de capas impermeables dentro del perfil del suelo.

e. Los gradientes hidráulicos internos muy altos.

f. La presencia de fracturas de neotectónica o estructuras heredadas en un suelo residual.

g. La dispersibilidad o la solubilidad del suelo.

FOTOGRAFÍA 2.3 y 2.4 Erosión en cárcavas.

Uno de los casos más severos de erosión interna ocurre cuando hay fisuras o grietas. Al llover el agua se infiltra rápidamente dentro de las ranuras y se produce un flujo subhorizontal que arrastra las partículas de suelo y forma un canal. En materiales solubles como las calizas las corrientes subterráneas pueden formar grandes cavernas.

Si el suelo es dispersivo ocurre defloculación de la arcilla al contacto con el agua, debilitando las uniones electroquímicas entre las partículas, facilitando así la erosión. La erosión interna es común en los mismos tipos de suelos que sufren erosión superficial.

Una vez se forman los conductos subterráneos estos avanzan hacia arriba muy rápidamente. El agua que circula a lo largo de las grietas erosiona de acuerdo a la dispersibilidad del suelo y la velocidad del flujo. También se puede producir un proceso de tubificación a lo largo del contacto del suelo con una estructura, el cual se inicia en el punto de afloramiento y avanza aguas arriba. La tubificación ocurre frecuentemente en suelos con permeabilidades tan bajas como 1*10 cm/seg., equivalente a arenas finas poco permeables.

La formación de túneles de erosión por flujo subterráneo de agua ha sido estudiada intensamente en presas de tierra pero también es común a lo largo de tuberías de oleoductos en pendientes de montaña y en formaciones naturales de suelos erosionables.

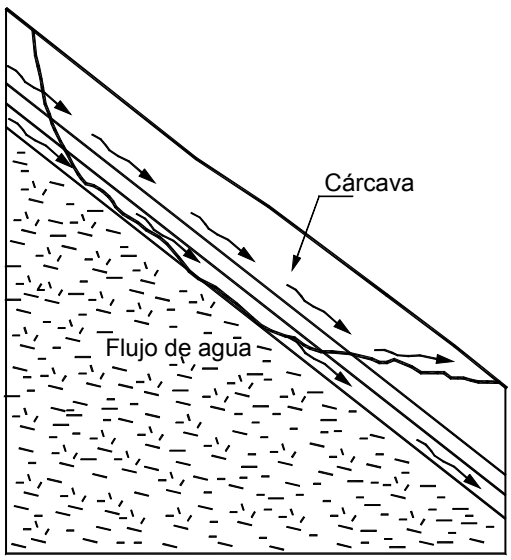


FIGURA 2.21 Esquema de erosión en zanjas de ductos enterrados.

Erosión en las zanjas de conductos enterrados

Debido a las grandes pendientes (más del 30%), especialmente en zonas de alta montaña en la zanja dentro de la cual se coloca la tubería de un oleoducto se produce un flujo interno de agua con velocidades importantes. El flujo que generalmente se localiza al fondo de la zanja genera arrastres de sedimentos formándose cavernas de erosión que pueden producir carcavamiento superficial y/o erosión debajo de la cimentación de la tubería (Figura 2.21).

Este fenómeno puede controlarse por medio de barreras de materiales resistentes a la erosión que sirven de elemento disipador interno de energía y evitan la continuidad de las posibles cavernas en formación. Estas barreras se complementan con lechos filtrantes y tubos colectores que recogen el agua interna y la sacan a la superficie del terreno, en la forma como se explica en el capítulo 10.

Erosión interna en presas

Terzaghi (1948) escribió "Fallas verdaderamente catastróficas son las debidas a tubificación por erosión interna, ya que ellas ocurren sin previo aviso, con el embalse lleno y, a veces muchos años después de que el vaso fue puesto en operación por primera vez".

La erosión interna en una presa de tierra puede ocurrir por las siguientes razones:

1. Compactación deficiente alrededor de conductos o tubos que producen una permeabilidad alta y una concentración de flujo. (Similar al caso de oleoductos).

2. Capas mal compactadas de relleno del núcleo o cuerpo de presa.

3. Capas semipermeables que sirven de canal interno de transporte de agua.

4. Arcillas dispersivas o solubles que sufren lavado al pasar filtraciones pequeñas de agua.

Según Mitchell (1976) La mayoría de las fallas de erosión interna han ocurrido en presas de arcilla de baja a mediana plasticidad (CL Y CL-CH) que contienen algo de Montmorillonita. El ensayo de «Pinhole» fue desarrollado para detectar la presencia de suelos dispersivos que pudieren representar problemas de erosión interna en presas.

2.7 EROSIÓN EN CORRIENTES DE AGUA

Las corrientes de agua son volúmenes de agua en movimiento, los cuales debido a la fuerza tractiva de la corriente pueden producir el desprendimiento, transporte y depositación de las partículas de suelo o sedimentos tanto en el fondo como en la ribera de la corriente.

En la erosión de corrientes de agua se requiere tener en cuenta varios factores:

- Profundización del cauce
- Inestabilidad lateral de la corriente
- Transporte de sedimentos
- Sedimentación
- Olas producidas por el viento
- Erosión debida a embarcaciones
- Deslizamientos en la ribera de las corrientes
- Dinámica fluvial
- Efectos de la intervención antrópica.

Los procesos de erosión en los ríos son extraordinariamente complejos y obedecen a fenómenos hidráulicos y geomorfológicos, en los cuales interviene una gran cantidad de variables. En el capítulo 3 se explica a detalle la problemática de la erosión en los ríos y corrientes de agua y en el capítulo 4 se presentan los métodos de cálculo de socavación.

2.8 EROSIÓN EN MASA

Incluyen los fenómenos de desprendimiento transporte y depositación de grandes masas de suelo por acción de la fuerza del agua en movimiento.

En el desprendimiento y transporte de las masas actúan las fuerzas de gravedad y la fuerza del agua.

Los fenómenos de erosión en masa incluyen los siguientes tipos de movimiento (Gray y Sotir, 1996):

- Reptación (Creep)
- Flujos de tierra
- Flujos de lodo
- Flujos de detritos
- Flujos hiperconcentrados
- Avalanchas

En el capítulo 5 se indican los tipos de flujo, los mecanismos de movimiento y los procesos de formación de flujos y avalanchas.

2.9 METODOLOGÍA PARA LA PLANEACIÓN Y DISEÑO DE OBRAS DE CONTROL DE EROSIÓN

"Los problemas de erosión son fenómenos complejos para los cuales con frecuencia se plantean soluciones rápidas y equivocadas"

Los profesionales de control de erosión deben tener en cuenta que los problemas de erosión generalmente obedecen a fenómenos los cuales deben analizarse, y obtenerse parámetros para realizar el diseño. La presión para tomar decisiones prematuras debe resistirse con lógica y hacer entender a los involucrados que se requiere obtener información y realizar análisis previamente a los diseños.

Un análisis sistemático puede ayudar a identificar tanto los problemas como las alternativas de solución.

2.9.1 ALTERNATIVAS DE MANEJO O ESTABILIZACIÓN

Los problemas de erosión pueden generalmente manejarse de acuerdo a los siguientes enfoques:

Manejo general de las áreas o de la cuenca

Especialmente manejo de usos del suelo. Para poder estabilizar las corrientes puede requerirse realizar un control o manejo efectivo de toda la cuenca, la cual controla los caudales de agua y de sedimentos que son a la larga los causantes de la inestabilidad. Los aspectos operacionales del manejo de la cuenca

dependen de las características de la cuenca, su topografía, tipo de suelo, vegetación, geología, sistema de lluvias, etc.

El manejo de la cuenca puede incluir tratamientos vegetales, reforestación, construcción de barreras de bosques, planeación de prácticas de agricultura, mejoramiento de manejo de pastos y control de canales.

El manejo de la cuenca puede permitir disminuir los picos de descarga reduciendo las velocidades y la fuerza tractiva de la corriente, así como el suministro de sedimentos. Por ejemplo, una cárcava de erosión puede controlarse reforestando las áreas arriba de la cabeza de la cárcava, disminuyendo en esta forma los caudales de los picos que pueden estar produciendo el carcavamiento.

Control de las aguas

Control de aguas mediante represas, canales, etc. La construcción de represas para el control de inundaciones y el manejo de las avenidas puede mejorar significativamente la estabilidad de los canales. Este sistema de manejo permite manejar integralmente las aguas e incluso utilizarlas para riego y otros objetivos.

Estabilización

Obras de protección para evitar la erosión en sitios específicos. La estabilización de la superficie del talud, del fondo de una cárcava o la orilla de una corriente son de los sistemas más utilizados en el mundo para el control de la erosión. Para determinar el mejor sistema de estabilización es importante conocer las características y mecanismos del proceso erosivo. Por ejemplo, si está ocurriendo un proceso de degradación de un canal las medidas de estabilización pueden estar dirigidas a controlar el fondo del canal y si está ocurriendo su ampliación las soluciones pueden ser revestimientos u obras laterales de estabilización.

Relocalización de los canales o de la obra en peligro

Por ejemplo, relocalización de una estructura amenazada. La relocalización de un puente puede evitar obras muy costosas de estabilización y al mismo tiempo resolver problemas de erosión.

La relocalización del canal debe ser siempre una solución extrema teniendo en cuenta los efectos negativos que generalmente son muy difíciles de predecir y evaluar.

Regulación del uso

La regulación del uso de la corriente o de la cuenca es una herramienta muy útil, por ejemplo el manejo adecuado de la navegación o la pesca. La regulación del tamaño y velocidad de los botes puede traer beneficios importantes sobre el río. La regulación de descargas industriales, vertimientos de lavado de tanques, etc, permite la regulación de los caudales y permite el control de la contaminación.

TABLA 2.1 Formas y mecanismos de erosión y obras de estabilización.

Elemento erosionante	Forma	Mecanismo	Obras de estabilización
Gotas de lluvia	Semilaminar	Golpeo, desprendimiento y esparcimiento	Cobertura vegetal de altura media y baja, revestimientos tratamiento químico, impermeabilización.
Escorrentía	Semilaminar (Difusa)	Transporte de suelos desprendidos por la lluvia y arrastre de materiales sueltos.	Cobertura vegetal, canales, recubrimiento con suelos resistentes.
	En surcos	Desprendimiento y transporte a lo largo de canales intermitentes con avance hacia arriba.	Recubrimientos diversos, cobertura vegetal, barreras, canaletas.
	En cárcavas	Desprendimiento, turbulencia en canales intermitentes con avance hacia arriba.	Recubrimientos diversos, trinchos, muros, barreras, canaletas, lavaderos, bioingeniería y biotecnología.
Agua quieta o en movimiento	Disolución	Los componentes químicos solubles en agua son disueltos por el agua.	Impermeabilización
	Dispersión	Desmoronamiento o separación de las partículas al saturarse.	Impermeabilización, geotextiles, recubrimientos.

Elemento erosionante	Forma	Mecanismo	Obras de estabilización
Flujo tangencial	Profundización y/o ampliación del cauce	Corrasión en el perímetro mojado del cauce.	Recubrimientos, muros, enrocados, espigones, retardadores, biotecnología.
Flujo curvilíneo	Avance lateral de la ribera	Erosión por velocidad del agua y aportes por falla lateral de riberas verticales.	Recubrimientos, muros, enrocados, espigones, retardadores, biotecnología
Flujo alrededor de obstáculos	Erosión localizada por turbulencias	Socavación alrededor del obstáculo, pila de puente, etc. por cambio de dirección del flujo.	Recubrimiento del fondo, hexápodos, enrocados.
Construcción de represas	Profundización por eliminación de sedimentos	Al no aparecer sedimentos para reposición de erosión el cauce se profundiza.	Recubrimiento estructuras del fondo del cauce, biotecnología.
Cambios artificiales del cauce	Profundización y/o sedimentación	Todo cambio en el régimen del río produce erosión y la socavación.	Recubrimientos, estructuras de fondo, biotecnología.
Afloramiento de agua	Cárcavas en taludes	El gradiente hidráulico del afloramiento desprende el suelo en cáscaras o flujo.	Drenes de pantalla, subdrenes de penetración, biotecnología
Movimientos de aguas subterráneas	Erosión interna	Desprendimiento y transporte interno de suelo por velocidades altas del agua subterránea.	Impermeabilización, barreras enterradas, subdrenes.
	Tubificación a lo largo de los contactos	Gradientes hidráulicos superiores a la capacidad de tracción del suelo.	Barreras enterradas, geotextiles, subdrenes de penetración.
Oleaje	Erosión y movimiento litoral en playas	Erosión y transporte de sedimentos hacia arriba, abajo y lateralmente en la orilla del mar.	Espigones, rompeolas, muros.
	Cavernas en taludes de presas	Desprendimientos y descascaramiento por la acción de olas repetidas.	Enrocados, recubrimientos, rompeolas.
Gravedad y presión de poros	Deslizamientos	Disminución de la resistencia al corte y falla por movimientos en masa.	Muros, pantallas ancladas, subdrenes, abatimientos, bermas, bioingeniería, biotecnología
	Flujos de suelo o roca. Erosión en masa	Los materiales se comportan como un fluido viscoso y fluyen talud abajo.	Estructuras de fondo, muros, recubrimientos, bioingeniería, biotecnología.

Factores legales ambientales y económicos

Para el diseño de una obra de control de erosión se debe tener en cuenta las regulaciones ambientales y otras normas legales y el impacto ambiental sobre la fauna, la flora, el aire. Así mismo, debe tenerse en cuenta los daños económicos que se pueden causar a otras personas o a la comunidad.

De acuerdo al sitio y el país existen regulaciones ambientales, defensa de recursos culturales, derechos de vía y otras regulaciones, las cuales deben cumplirse. Se deben tener en cuenta los efectos que las obras pueden tener sobre la inundación, la erosión de otros sitios, la destrucción de fauna y de flora, etc.

Selección de la técnica específica de estabilización

La efectividad del sistema de estabilización o control de erosión depende de muchos factores técnicos, ambientales y económicos. Para aplicar los conceptos se recomienda ser innovativo para poder aplicar la experiencia a cada sitio de una forma creativa pero no debe llegarse al extremo de “reinventar la rueda” y

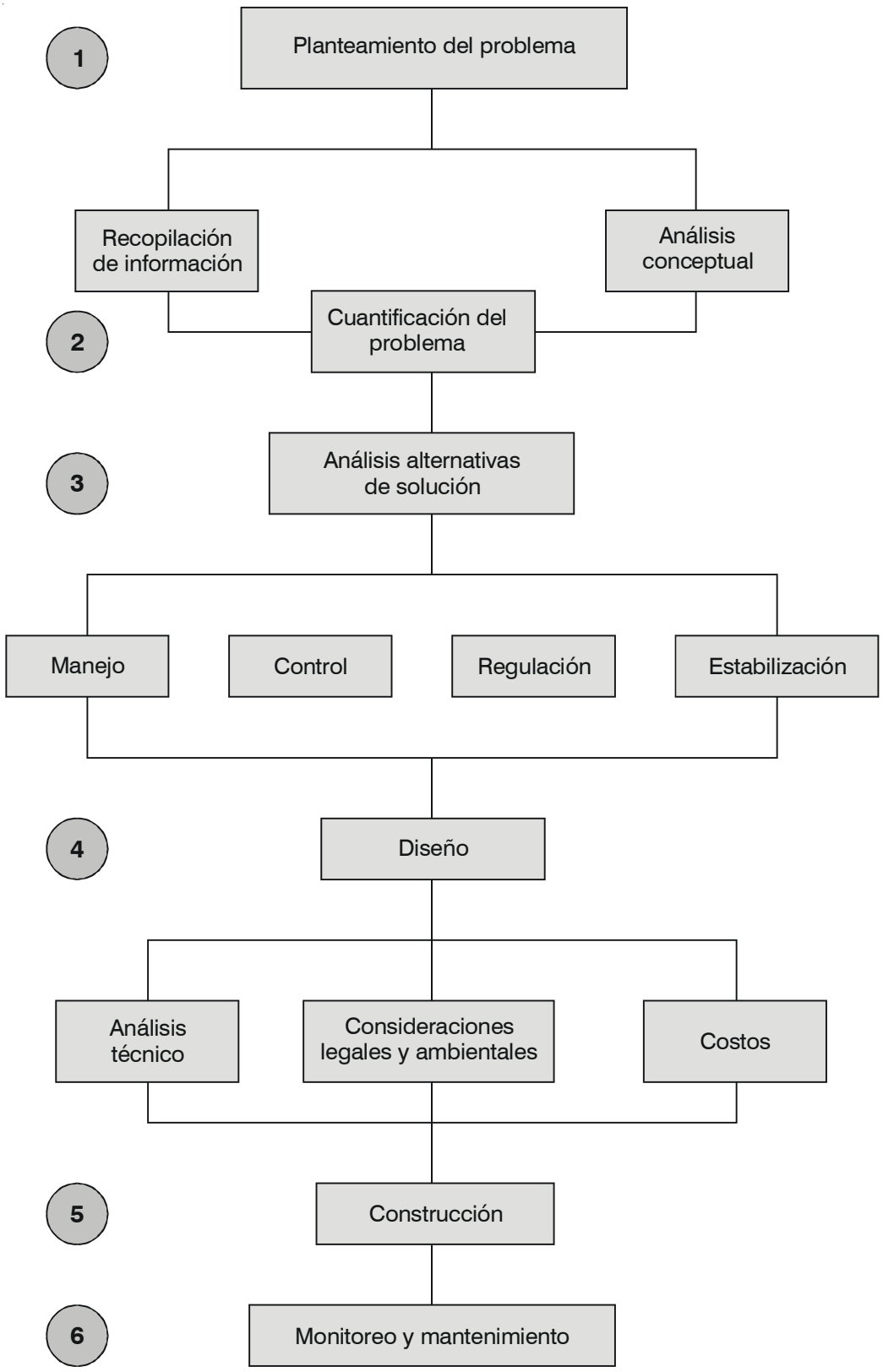


FIGURA 2.22 Diagrama general para el diseño de obras para el control de la erosión.

debe aprenderse de la experiencia de otros, aplicando los conceptos.

En la selección del método de estabilización deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- Durabilidad de la obra. En la durabilidad de la obra debe tenerse en cuenta no solamente la vida útil proyectada sino también los requerimientos de mantenimiento, las condiciones de clima, el desgaste de los elementos y otras amenazas. Es importante tener en cuenta el vandalismo, la posibilidad de robo, el deterioro por los animales, los insectos, el fuego, etc. Por ejemplo, en la escogencia de una especie vegetal para control de erosión debe tenerse en cuenta la posibilidad de que ésta sea destruida por el ganado.
- Ajuste o acomodo de la obra a la erosión, subsidencia o socavación. Algunos tipos de estructura no son flexibles y no se acomodan al cambio en las condiciones del sitio por erosión o subsidencia.
- Profundidades de flujo de agua. Debe analizarse los niveles de aguas máximas, medias y mínimas, las velocidades del agua y el comportamiento de las obras ante el flujo.
- Impacto de la obra sobre los flujos de agua. La alteración de la geometría de un canal o de un talud va a generar cambios en la localización de corrientes de agua, los cuales pueden causar degradación o erosión, daños a la vegetación y deterioro ambiental.
- Impacto de la obra sobre la erosión en otros sitios o aguas arriba o debajo de la corriente. Las obras laterales de protección pueden dirigir la corriente hacia la otra orilla, generando erosiones localizadas.
- Limitaciones topográficas de suelo, de clima, etc.

2.9.2 MÉTODO GENERAL DE DISEÑO

Los métodos de diseño de obras de control de erosión se basan en la comparación de la resistencia del sistema a la erosión con las fuerzas que tratan de producirlo. La resistencia del sistema de obras y las cargas de los fenómenos erosivos a los cuales están sujetas son funciones de muchas variables, la mayoría de las cuales son estocásticas en naturaleza.

Para garantizar un diseño seguro la resistencia de la estructura a la erosión debe exceder los esfuerzos generados por el proceso. Como no es económico y a veces no es posible diseñar una estructura, la cual va a resistir las cargas más extremas a las cuales pueda estar expuesto, en la práctica se adopta una probabilidad aceptable de ocurrencia de fenómenos extremos.

El diseño de las obras debe hacerse para garantizar una determinada vida útil, como se analizó anteriormente en el primer capítulo, y para garantizar esa vida útil debe escogerse un evento con un período de retorno que debe ser muy superior al de la vida útil de la estructura.

Los métodos de diseño pueden ser determinísticos o probabilísticos y es práctica de la Ingeniería, la utilización de los métodos determinísticos.

En los métodos determinísticos se determina un nivel máximo de cargas denominado estado límite, este estado límite o esfuerzo máximo depende del evento de diseño. La excedencia de la condición de estado límite puede resultar en el daño o en la falla de la estructura. Como existen incertidumbres en las cargas opuestas y en la resistencia a la erosión de las estructuras debe adicionalmente tomarse un factor de seguridad, el cual siempre debe ser mayor de 1.0.
Debe también tenerse en cuenta que aunque la excedencia de un evento obviamente puede afectar la estructura, la ocurrencia acumulativa repetida de varios eventos por debajo del estado límite, puede contribuir a la falla estructural con el tiempo.

Etapas en el diseño

El sistema de diseño debe incluir las siguientes etapas:

1. Recolección de información: hidrológica, hidráulica, geológica, geotécnica, topográfica, ambiental, etc.
2. Análisis de los materiales o sistemas de protección disponibles.
3. Diseño preliminar de las obras con base en criterios heurísticos. Se deben analizar varias alternativas.
4. Definición de la alternativa óptima mediante estudio de costo-beneficio.
5. Diseño detallado de las obras utilizando modelos matemáticos o físicos.

Principios generales

Para el diseño de las obras se requiere realizar análisis en los siguientes campos:

- *Geomorfología aplicada*

Se debe determinar los límites del área de análisis, tanto aguas arriba como aguas debajo de una corriente, teniendo en cuenta la predicción del

comportamiento de los canales, surcos y cárcavas, el avance de la erosión, etc. Es importante establecer los mecanismos de erosión y la extensión de los fenómenos

• *Hidráulica*
Entre los conceptos de hidráulica se deben determinar los caudales de las corrientes, la fuerza tractiva, la velocidad real y velocidad permisible, la presencia de corrientes secundarias, las variaciones del nivel de agua, las fuerzas del agua por acción del viento, el cálculo de erosión y socavación, etc.

• *Cálculo de factores de seguridad*
Para los problemas de deslizamientos se acostumbra utilizar el criterio de factor de seguridad. Este sistema puede aplicarse en una forma más cualitativa en el diseño de obras para el control de la erosión, de acuerdo a la experiencia del diseñador, las dificultades de construcción y la eficiencia de los procedimientos.

• *Diseño específico*
Existen tecnologías probadas con métodos de diseño detallados de acuerdo a criterios de ingeniería.

• *Especificaciones de construcción*
Los productores de materiales para el control de erosión acostumbran proveer de especificaciones detalladas de construcción para la colocación de estos productos, sin embargo, en todos los casos estas especificaciones deben adecuarse al sitio, el cual puede tener limitaciones que requieran de modificaciones a las especificaciones acostumbradas.

Recomendación de marcas

Es recomendable que no se recomienden específicamente marcas para facilitar la utilización de productos similares disponibles en el mercado, los cuales pueden tener algunas ventajas técnicas o económicas. El diseño con base en una marca con propietario no es una práctica ética de ingeniería.

Manejo de la construcción

El diseñador debe promover una comunicación directa con los constructores para apoyarlos a ellos y resolver los problemas que puedan ocurrir durante la construcción de las obras.

El diseñador debe visitar el sitio ocasionalmente para comprobar que el trabajo se esté realizando de acuerdo al diseño. Estas visitas también ayudan a familiarizar al diseñador con las prácticas de construcción y a realizar mejoras al diseño.

En el diseño deben tenerse en cuenta los siguientes elementos para el manejo de la construcción:

- Acceso de equipos para construcción.
- Secuencia de construcción de las obras.
- Construcción de obras bajo el agua.
- Manejo de productos o procedimientos patentados.
- Preparación del sitio.
- Restauración del sitio después de construidas las obras.

Monitoreo y mantenimiento

El monitoreo y mantenimiento de las obras es esencial para garantizar una vida útil eficiente. Debido a la naturaleza dinámica del proceso de erosión la falta de mantenimiento puede traer grandes fallas, las cuales pueden ser progresivas y difíciles y costosas de reparar; por lo tanto el mantenimiento es mucho más importante en las obras de control de erosión que en cualquier otro tipo de obras.

El monitoreo permite detectar la necesidad de una reparación o mantenimiento y provee las bases para el diseño de estas reparaciones si se requieren. El monitoreo mide los cambios en las condiciones topográficas, hidráulicas o ambientales con el tiempo.

El monitoreo debe incluir los siguientes elementos:

- Inspección del sitio en forma regular.
- Topografía del sitio a intervalos determinados de tiempo.
- Observaciones geomorfológicas.
- Recolección de nueva información hidrológica e hidráulica.
- Mediciones geotécnicas.
- Medición de aspectos ambientales.

El monitoreo debe realizarse en forma regular y especialmente durante los períodos críticos de lluvias o de temporadas secas. La frecuencia del monitoreo es determinada por juicio ingenieril, de acuerdo a las características de la obra y a las amenazas que pueda estar sometida.

El mantenimiento consiste en la actualización o reparación de las obras para garantizar su correcto funcionamiento durante toda su vida útil.

REFERENCIAS

Atlas D., Ulbrich (1987), “Path and Area-Integrated rainfall measurement by Microwave attenuation in the 1-3 cm band” Journal of applied meteorology. Vol. 16 , pp. 1322-1331.

Bache D. H.,MacAskill I. A. (1984), “Vegetation in civil and landscape engineering” Granada, London pp. 317

Beer, C.E., Johnson H.P. (1963), Factors in gully growth in deep loess area of Westerm Iowa. Transactions ASAE 6 (3). 237-240.

Blunt S.M., Dorken T.C. (1995), “Erosion of highway slopes in upland wales: problems and solutions”. Vegetation and slopes. Thomas Telford, London. P 95-107.

Dietrich W.E., Dunne T. (1993), “The channel head” . Channel network hydrology , Editor Beven K y Kirbky M.J., John Wiley and Sons, p. 175-219.

Gray D. H., Sotir R.B. (1996), “Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization”. John Wiley & Sons. P.378

Lee T. S. (1996). “Groundwater conditions”. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley and Sons New York . p. 120-121.

Leopold L.B., Wolman M.G., John P.M. (1964) “Fluvial Process in Geomorphology”.

McCuen R. H. (1989), “Hydrologic analysis and design”. Prentice Hall, New Jersey, 814 p.

Mitchell J.K. (1976), “Fundamentals of soil Behavior”. John Wiley and sons Inc. New York.

De-Ploey, J. (1984), “Hydraulics or runoff and loess loam deposition”. Earth Surf. Proc. Landf., 9. 533-9.

Schwab G.O., R, K. Frevert, T.W. Edminster and K. K. Barnes (1981), “Soil and Water Conservation Engineering”, 3a. ed. John Wiley & Sons.

Terzaghi K.R., Peck R.B. (1948), “Soil Mechanics in Engineering Practice” Second Edition.

Veri-tech, Inc. (1998), “Streambank Stabilization Handbook”. Vicksburg, Mississippi (CD).

Vischer D.L., Hager W. H. (1995), “Energy dissipators” IAHR Hydraulics structures design manual. Balkema. Rotterdam 201 p.

Wischmeier W. H., Smith D.D. (1965) “Predicting rainfall erosion losses from cropland east of the rocky mountains”, Agriculture handbook No. 282, U.S. Department of agriculture, Washington, DC.

CAPÍTULO 3

Erosión en Ríos y Corrientes de Agua

INTRODUCCIÓN

Las corrientes de agua poseen un comportamiento complejo y sobretodo dinámico. El río es solamente una parte del sistema. La cuenca, la geología, el clima, la vegetación y otros factores influyen en forma determinante en su comportamiento. El sistema fluvial incluye unas zonas de producción de sedimentos, unas de transporte y finalmente unas de depositación. Si construimos una obra en un río estamos logrando algo "bueno" con un objetivo, pero al mismo tiempo podemos estar generando efectos negativos. Los efectos secundarios de las obras pueden traer resultados catastróficos. Se requiere entonces capacidad para predecir la dinámica del sistema. Para anticipar el conocimiento del comportamiento de la corriente se hace necesario determinar las características morfológicas de la corriente, su geología, sedimentos, hidrología e hidráulica (Tabla 3.1).

Características morfológicas del canal de una corriente

Para el análisis hidrológico de un río o corriente se requiere conocer algunas características morfológicas principales, entre las cuales se pueden enunciar las siguientes:

a. Longitud de canal

Esta distancia se mide a lo largo del canal principal de la corriente desde el punto analizado hasta la divisoria de aguas. En ocasiones se requiere cierto análisis subjetivo para determinar esta longitud, debido a que no siempre es claro cual es el canal principal.

b. Pendiente del canal

Se debe tener en cuenta la pendiente promedio y la variación de pendientes a lo largo del canal.

c. Densidad de drenaje

Es una medida de la cantidad de corrientes dentro de la cuenca.

d. Sección transversal

En esta sección transversal se deben definir una serie de parámetros adicionales tales como ancho, perímetro mojado, pendiente, etc., incluyendo no solamente el canal sino además el plano de inundación y laderas laterales.

e. Forma en planta

La forma de la corriente incluye la sinuosidad y patrones de trenzas y meandros.

Para poder realizar un diseño de las obras de control de erosión en una corriente de agua o río, con criterios de sana ingeniería es necesario conocer a detalle el comportamiento de la corriente; para lo cual se requiere realizar un estudio detallado de la cuenca y de la corriente. Este estudio debe incluir todos los factores que en una u otra forma pueden tener efecto sobre el mecanismo de erosión.

A continuación se presenta una tabla-guía de algunos de los diversos factores y variables a tener en cuenta en el estudio de la dinámica de una corriente.

TABLA 3.1 Factores a tener en cuenta en el análisis de un río (Modificado de Winkley, 1982).

FACTOR	VARIABLE
TIEMPO	Historia geológica. Tiempo moderno. Tiempo reciente. Tiempo futuro de análisis
GEOLOGIA	Litología. Tectónica. Estructura. Geomorfología. Meteorización. Heterogeneidad geológica.
SUELOS	Tipo, gradación y peso específico. Distribución de los diferentes tipos de suelo en la cuenca. Composición química de las partículas. Cohesión y fricción. Resistencia a la alteración física y química. Grado de densificación. Permeabilidad – infiltración. Erosionabilidad
HIDROLOGIA	Lluvias anuales – mensuales – diarias – horarias. Intensidades máximas de aguaceros Magnitud – Intensidad y duración de las lluvias. Caudales. Tipo y forma de hidrograma
COBERTURA VEGETAL	Tipo de vegetación. % de cobertura vegetal y su distribución. Prácticas de cultivos. Modificaciones de la cobertura por acción antrópica.
TOPOGRAFIA	Topografía, pendiente, morfología de la cuenca. Perfil longitudinal del río Morfología en planta, tipo de río (semirecto, sinuoso, trenzado, meándrico) Sinuosidad, radios de curvatura, ancho de divagación, distancia entre meandros Distancia entre barras o islas, alineamiento general, sección, forma, ancho, Profundidad, fondo, formas del fondo, forma de dunas o barras, rápidos y fosas
HIDRAULICA	Pendiente del flujo. Rugosidad del fondo del cauce. Velocidad. Distribución de velocidades. Radio hidráulico. Fuerza tractiva. Resistencia al flujo. Poder de la corriente
SEDIMENTOS	Disponibilidad y localización de sedimentos. Granulometría de la carga de fondo. Granulometría de partículas en suspensión. Velocidad de caída. Mecánica del transporte
ALTERACIONES DE ORIGEN ANTROPICO	Sitios, volúmenes y procedimientos de explotación de materiales en el cauce y riberas. Localización y características de estructuras en el río (puentes, etc.). Estructuras de orilla. Canales de riego. Presas. Localización de asentamientos humanos. Rectificación del cauce

3.1 ETAPAS DE LA CORRIENTE DE AGUA

A lo largo de una corriente de agua se presentan etapas fácilmente diferenciables y que se requiere identificar para poder evaluar su comportamiento erosivo.

Adaptando las clasificaciones clásicas de morfología fluvial y para efectos de la interpretación de los fenómenos de erosión, se deben tomar en cuenta las siguientes etapas: Niñez - Juventud - Madurez y vejez.

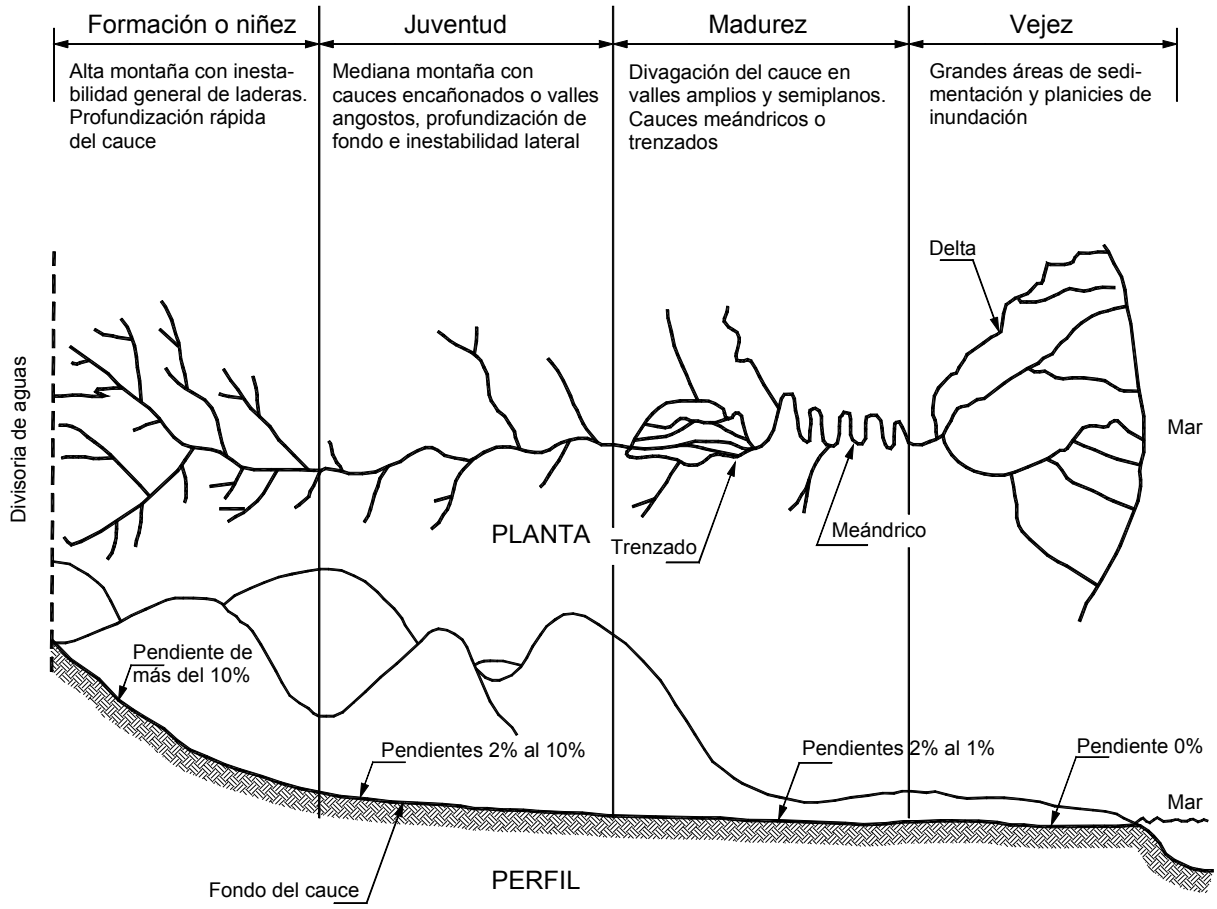


FIGURA 3.1 Representación esquemática de las etapas de un río en áreas de montaña tropical.

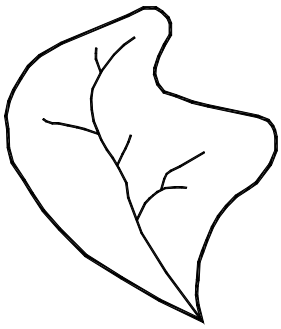
En la Figura 3.1 se muestran en forma esquemática las diferencias fundamentales de las diferentes edades de las corrientes de agua.

En este esquema se le ha dado importancia a la etapa de formación o niñez, la cual es básica en el estudio del proceso erosivo, en países tropicales de alta montaña. La mayoría de los autores desprecian ésta etapa de las corrientes.

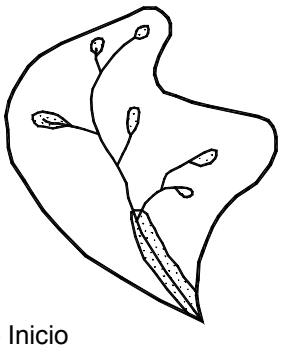
El modelo de los ríos iniciando en su juventud no es aplicable a nuestras corrientes, en las cuales los procesos más graves de erosión ocurren en las cabeceras de las cadenas montañosas, siguiendo esquemas de formación o niñez muy bien caracterizados.

3.1.1 ETAPA DE FORMACIÓN O NIÑEZ

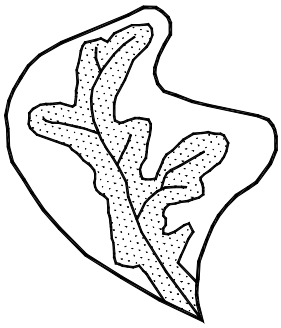
En zonas de alta montaña cada corriente posee una hoya o cuenca de drenaje en forma de embudo con laderas de pendiente muy alta (más del 6%). Esta cuenca en la cual se está formando la corriente principal de agua, está integrada por varias quebradas o pequeñas cuencas de flujo continuo o intermitente. Generalmente las corrientes generadoras de la corriente principal solo se forman durante las lluvias (Figura 3.2). En ésta etapa de la corriente se produce procesos de erosión laminar, en surcos y en cárcavas. La mayor cantidad de sedimentos producto de la erosión proviene de ésta área. Las lluvias producen corrientes en los “cauces” y estos se profundizan a ratas importantes. La erosión a su vez produce inestabilidad general en las laderas.



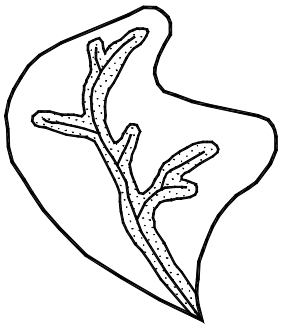
1) Antes de la lluvia



2) Inicio



3) Máxima intensidad



4) Después de la lluvia

FIGURA 3.2 Formación de la corriente durante una lluvia (etapa de niñez).

Las talas de bosques y quemas aceleran los procesos de erosión presentándose casos de cárcavas de talud vertical, de acuerdo a los esquemas que se explican en el capítulo 2. Los pequeños cauces son semi-rectos con cambios bruscos de pendiente y dirección, presentándose comúnmente, el caso del cauce en V con taludes laterales muy fuertes.

3.1.2 ETAPA DE JUVENTUD

Una corriente de agua joven tiene como característica pendientes medianas y grandes velocidades del agua. El cauce en razón de la erosión de su fondo tiende a profundizarse en un proceso que se denomina «Corrasión». Si el agua transporta partículas grandes tales como arena, gravas y cantos la abrasión del fondo del cauce es más rápida y se pueden desarrollar cañones o gargantas angostas de taludes semiverticales. En este tramo aparecen valles de gravas, arenas y cantos provenientes de la zona de formación o niñez. Al profundizarse el cauce, se producen deslizamientos y flujos laterales. Es común la presencia de coluviones que al socavarse en su pie se mueven, represando el río y produciendo posteriormente avalancha de lodo y detritos o turbiones a lo largo del cauce.

El cauce se profundiza muy rápidamente por efectos de la erosión regresiva y ocurren fenómenos de inestabilidad lateral de las laderas por reptación, flujo y erosión. En la planta de la corriente se observa un curso en zig zag. Con el paso del tiempo geológico, el valle se va ampliando formándose una V ancha.

3.1.3 ETAPA DE MADUREZ

En corrientes maduras la erosión de fondo del cauce durante una avenida es sólo momentánea pues al disminuir la velocidad del agua, recupera nuevamente los sedimentos, al contrario de las corrientes jóvenes que presentan un proceso acumulativo de erosión. Estos procesos repetitivos de socavación, transporte y resedimentación controlan en buena parte el comportamiento del río.

La corriente trata de ampliar su cauce y la energía la utiliza en procesos de erosión lateral presentado divagación, trenzamientos y desarrollando meandros. El proceso de formación y destrucción de meandros o el trenzamiento es generalmente continuo, dentro de un ancho de divagación del río. Durante las avenidas los canales no son suficientes y el río se

desborda buscando nuevos cauces o recobrando los antiguos (madres viejas), los cuales se profundizan de abajo hacia arriba.

En ocasiones los desbordes encuentran un suelo con cobertura vegetal capaz de resistir las fuerzas erosivas. De todas formas el proceso erosivo es irregular y de continuidad heterogénea y no se presenta el caso de que se genere un canal permanente.

3.1.4 ETAPA DE VEJEZ

Cuando la corriente de agua va a entregar su caudal al mar, la pendiente del río es prácticamente cero y se forman deltas al dividirse en cauces menores. No hay erosión vertical pero se presenta un movimiento lateral de los cauces debido a los procesos de sedimentación e inundación. La sedimentación es mucho más importante que la erosión.

3.2 HIDRÁULICA DE RIOS

La hidráulica incluye el modelamiento matemático del flujo de agua.

Las ecuaciones básicas utilizadas para simular los procesos fluviales son:

- Ecuación de continuidad de agua
- Ecuación de continuidad de sedimentos
- Ecuación de momentum de flujo
- Ecuación de transporte de sedimentos.

3.2.1 PARÁMETROS FUNDAMENTALES

Para el análisis de la hidráulica fluvial es de gran importancia el entender dos parámetros fundamentales:

Número de Reynolds

$$\mathrm{Re} = \frac{v R_h \rho}{\mu}$$

Número de Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g\,y}}$$

Donde:

v = Velocidad promedio en m/s

R_h = Radio Hidráulico (Area de la sección dividida por la distancia a lo largo del perímetro húmedo),

Y = Profundidad del flujo

ρ = Densidad del flujo

μ = Viscosidad cinemática (» 1.4 x 10^{-5} m^2 / s)

g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2)

3.2.2 CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

De acuerdo a las características de la velocidad y al número de Reynolds y Froude el flujo puede clasificarse de las siguientes formas (Tabla 3.2):

- Uniformidad de la velocidad a lo largo del canal
- Variación de la velocidad con el tiempo
- Turbulencia
- Estado de velocidad

En la mayoría de las corrientes el flujo es variado, irregular y turbulento.

En las corrientes de montaña el flujo generalmente es rápido y en las zonas semiplanas el flujo es comúnmente tranquilo.

TABLA 3.2 Clasificación del flujo en canales

Tipo de flujo	Criterio para clasificación
Uniforme / variado	Velocidad constante a lo largo del canal /velocidad variable a lo largo del canal
Constante (steady) / irregular (unsteady)	Velocidad constante con el tiempo / velocidad variable con el tiempo
Laminar / turbulento	Re < 500 / Re > 2500
Tranquilo / rápido	Fr < 1 / Fr > 1; Fr = 1 (flujo crítico)

El flujo en los ríos es además, variable en el tiempo y el espacio y es esencialmente tridimensional.

Por razones prácticas los ríos y corrientes naturales se analizan con modelos en dos dimensiones o en una sola dimensión. Debido al poco conocimiento que se tiene sobre la turbulencia, los parámetros empíricos que se utilizan para el análisis deben verificarse para cada situación práctica.

Régimen Crítico y Subcrítico

Si Fr es menor de 1, el régimen es Subcrítico o "tranquilo"; y si Fr es mayor de 1 el régimen es supercrítico o "rápido".

La literatura universal de la hidráulica generalmente estudia superficies de agua uniformes, así como gradientes de energía y relación de fricción paralela al cauce y el área y altura del tirante de agua permanecen constantes a lo largo de un sector considerado.

Flujo Laminar y Turbulento

El flujo en las corrientes de agua puede dividirse en dos regímenes diferentes, de acuerdo a su velocidad. Si *Re* es menor de 500 el flujo es laminar, equivalente a que el agua se mueve en láminas paralelas y no es capaz de transportar carga suspendida o producir erosión.

Si *Re* es mayor de 2500 entonces el flujo es turbulento. En este caso las líneas de flujo de agua incluyen algunos vectores hacia arriba, permitiendo el transporte de carga suspendida, y existe la posibilidad de que se produzca erosión. Prácticamente todos los ríos son de flujo turbulento.
Desde el punto de enfoque de la erosión producida por el flujo, la turbulencia juega un papel preponderante. El flujo turbulento es tan complejo e irregular que no existe un modelo físico capaz de representarlo y el análisis es basado principalmente en experimentación.

Las diversas hipótesis que permiten describir el flujo turbulento incluyen funciones y constantes empíricas. Estos modelos no describen los detalles de las fluctuaciones turbulentas sino los efectos y magnitudes promedio.

El flujo en ríos y quebradas es aún más complejo debido a que adicionalmente a la turbulencia hay movimientos del fondo de las orillas y además hay movimientos de sedimentos involucrados con el flujo de agua.

3.2.3 ECUACION FUNDAMENTAL DEL FLUJO

El flujo en canales abiertos puede representarse por intermedio de la ecuación de Chezy o de Manning.

Ecuación de Chezy

La ecuación de Chezy es la forma básica de expresar la relación entre la velocidad de la corriente y las características del cauce.

$$v = C(RS)^{1/2}$$

Donde:

v es la velocidad media de la sección

C es el coeficiente de rugosidad de Chezy que varía entre 30 para cauces pequeños y rugosos y 90 en cauces anchos con poca rugosidad.

Manning encontró experimentalmente que el coeficiente *C* puede ser representado por la expresión:

$$C = 1.49R^{1/6}/n$$

Ecuación de Manning

Las ecuaciones de Manning y Limerinos resumen el criterio tradicional de la hidráulica.

$$Q = \frac{1.49\ A.R^{2/3}\ S^{1/2}}{n}$$

(Ecuación de Manning)

$$n = \frac{0.0926\ R^{2/6}}{1.16 + 2\log\frac{R}{d_{84}}}$$

(Limerinos)

Donde:

A = Area de la sección (m^2)

R = Radio hidráulico = Area / perímetro húmedo

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad

d_{84} = Diámetro de las partículas del fondo del cauce

Determinación del coeficiente de rugosidad de Manning

Existe en la literatura una gran cantidad de tablas para determinar el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, sin embargo es importante determinar los factores que afectan esta rugosidad, entre los cuales se deben definir los siguientes:

a. Tipo de material en el fondo del cauce

Entre más grandes sean los tamaños de las partículas del fondo del cauce, mayor es la rugosidad.

b. Irregularidad

La irregularidad del fondo del cauce incrementa la turbulencia y la rugosidad.

c. Variación de las secciones transversales

Los cambios en sección transversal del cauce actúan como retardantes del flujo y este factor debe tenerse en cuenta en la determinación de la rugosidad.

d. Obstrucciones

Las obstrucciones tales como depósitos de grandes bloques, troncos de árboles, actúan como elementos muy importantes que retardan sustancialmente el flujo.

e. Vegetación

Manning le da mucha importancia a la vegetación en el cauce como un elemento que produce rugosidad o retarda el flujo.

f. Meandros y trenzas

Entre mayor cantidad de meandros y trenzas existan en el cauce, el retraso en el flujo es mayor. Los canales rectos generan velocidades mucho mayores que los canales meándricos o trenzados.

Para tener en cuenta estos factores se recomienda calcular el coeficiente de Manning como una suma de las rugosidades relacionadas con cada uno de los factores anteriores, como se muestra en la tabla 3.3.

3.2.4 PERFIL DE VELOCIDADES

La velocidad del agua puede medirse utilizando equipos mecánicos (anómetros), traceadores o flotadores, o utilizando canaletas o vertederos. La velocidad medida en la superficie superior de la corriente es mayor que la velocidad promedio en la forma como se indica en la figura 3.3. La velocidad promedio generalmente ocurre a una profundidad igual a 0.6 D.

La velocidad promedio no es un parámetro que permita determinar el efecto sobre la erosión, debido a que las que realmente producen erosión son las velocidades locales junto al fondo o las riberas.

Las siguientes ecuaciones le pueden dar al Ingeniero un medio de relacionar la velocidad promedio con la velocidad real en el fondo de la corriente:

$$V_v = \frac{V}{0.68 \log_{10}(y/k_s) + .71}$$

Donde:

y = Profundidad del agua

k_s = Altura de rugosidades del lecho que puede tomarse igual a D_{50} del material del lecho.

V = Velocidad promedio de la sección hidráulica

$$V_{v(10\%)} = 0.74 \text{ a } 0.90\ V$$

Donde:

$V_{v(10\%)}$ = Velocidad al 10% de la profundidad medida desde el fondo

3.2.5 TIPO DE FLUJO

Se deben diferenciar varios tipos de flujo: Tangencial, curvilíneo, y flujo alrededor de obstáculos dentro del cauce.

1. Flujo tangencial

En el flujo tangencial en un cauce semirecto, ocurre erosión por fricción en todo el perímetro mojado. La rugosidad de la superficie disipa energía, al mismo tiempo que se produce erosión y se disminuye el valor de la velocidad. Es el caso típico de flujo en un canal semirecto.

2. Flujo curvilíneo

En el flujo curvilíneo la velocidad más alta de flujo a diferencia del sector semirecto, no está en el sector central del cauce, sino que se acerca a la ribera exterior, produciéndose una concentración de líneas de alta velocidad que producen erosión lateral.

El borde exterior del cauce toma una forma semivertical y la superficie del agua en la corriente se levanta. El agua tiende a rotar en la sección de una forma espiral (Tipo Tornillo), con una componente hacia abajo y adentro del cauce y otra en la dirección general de la

TABLA 3.3 Metodología para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning.

Factor	Descripción del factor	Valor recomendado de n	Valor determinado de n
Material del fondo del cauce	Suelo fino	0.020	n_1 =
	Roca	0.025	
	Arena o grava fina	0.024	
	Grava gruesa	0.028	
Irregularidad del fondo del cauce	No hay irregularidades	0.000	n_2 =
	Irregularidades menores	0.005	
	Irregularidades moderadas	0.010	
	Irregularidades severas	0.020	
Cambio de secciones transversales	Gradual	0.000	n_3 =
	Ocasional	0.005	
	Muchos cambios	0.010 a 0.015	
Obstrucciones o grandes bloques en el cauce	Ninguno	0.000	n_4 =
	Menores	0.010 a 0.015	
	Apreciables	0.020 a 0.030	
	severos	0.040 a 0.060	
Vegetación en el cauce	Baja	0.005 a 0.010	n_5 =
	Media	0.010 a 0.020	
	Alta	0.025 a 0.050	
	Muy alta	0.050 a 0.100	
n cauce recto = $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$			
Meandros y trenzas	Menores (sinuosidad 1.0 a 1.2)	0.000	n_6 =
	Apreciables (sinuosidad 1.2 a 1.5)	0.15 x n cauce recto	
	Severas (sinuosidad mayor de 1.5)	0.30 x n cauce recto	
n total del cauce = $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$			

corriente. La velocidad en sentido lateral es de aproximadamente diez a veinte por ciento de la velocidad en la dirección de la corriente en meandros de ríos maduros y de treinta a cincuenta por ciento en curvas de ríos de montaña (Thorne 1989). Este movimiento arrastra el suelo erosionado, el cual se deposita más adelante en las riberas interiores del cauce. En éste proceso se produce un avance del río lateralmente y hacia adelante de la curva.

Corrientes secundarias

Los fluidos desarrollan corrientes secundarias, las cuales ocurren en el plano normal al eje del flujo principal. Estas corrientes aparecen tanto en las rectas como en las curvas, pero son mucho mayores en las curvas. Su desarrollo en las corrientes rectas se atribuye a la turbulencia anisotrópica y a la distribución

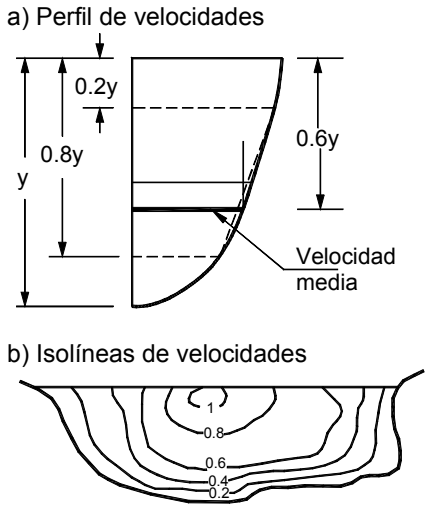


FIGURA 3.3 Distribución de velocidades en la sección del cauce de un río.

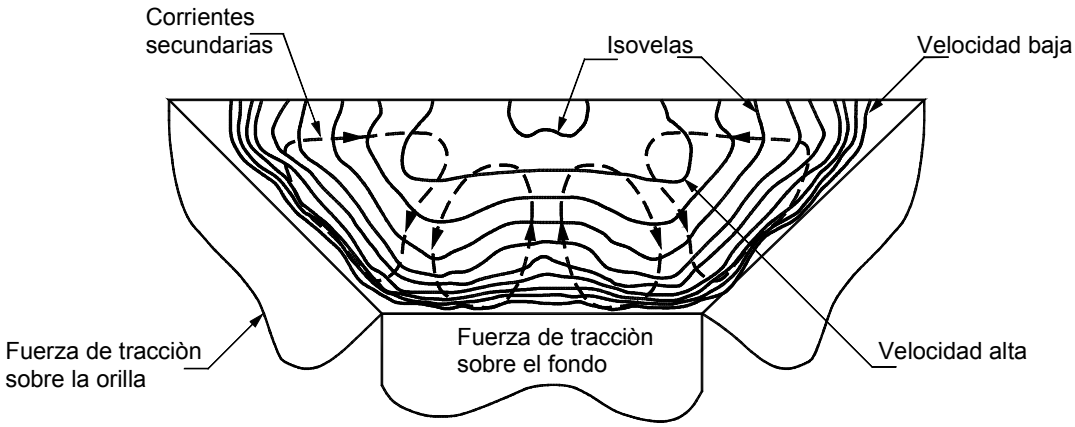


FIGURA 3.4 Velocidades, corrientes secundarias y fuerzas de tracción sobre el cauce.

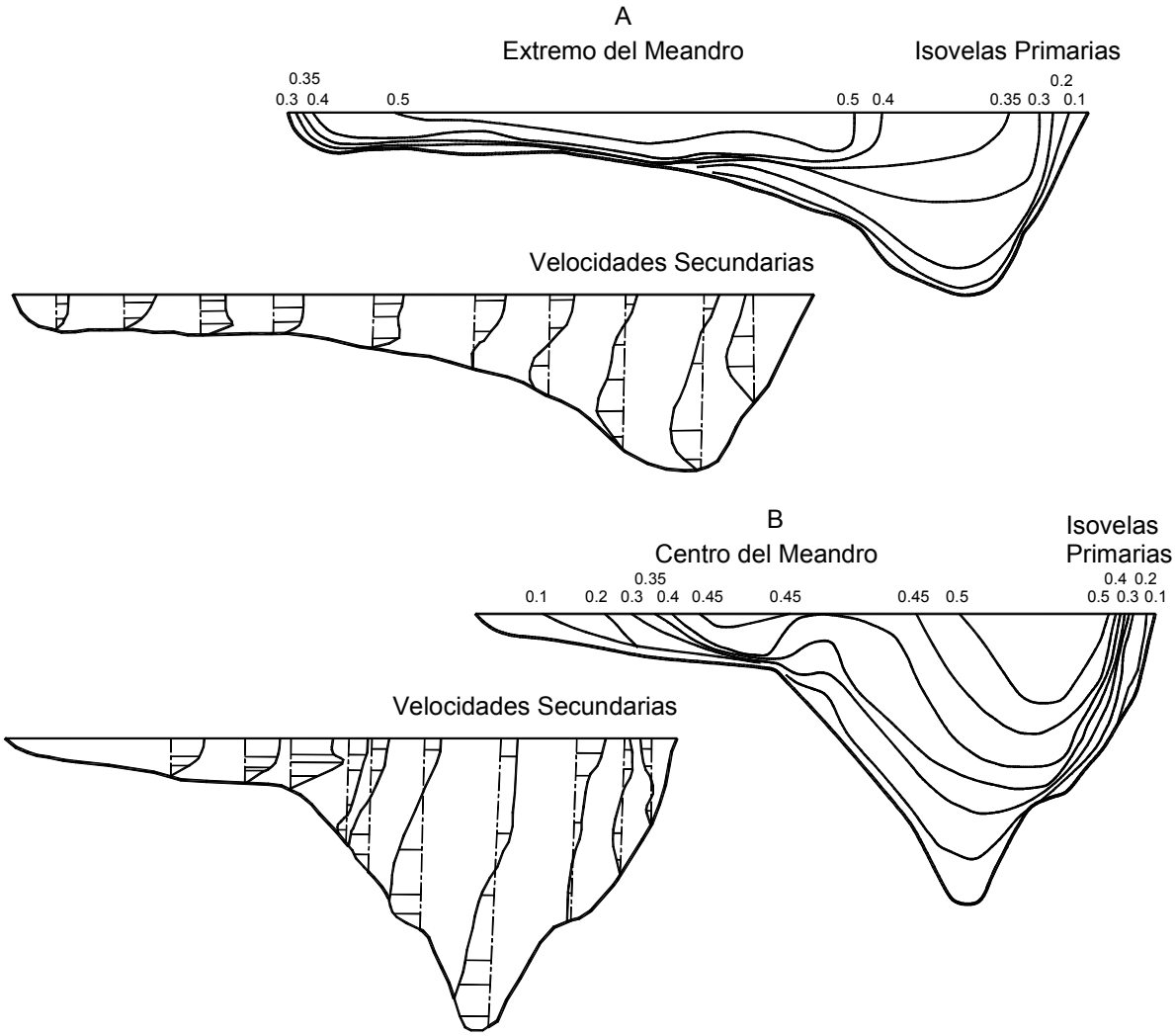


FIGURA 3.5 Corrientes secundarias en la curva de un meandro (Thorne y Rais, 1983).

no uniforme del esfuerzo de cortante en la superficie del cauce. En los meandros estas corrientes son debidas principalmente a la espiralización del flujo.

Las corrientes secundarias distorsionan la distribución de las isovelas y los esfuerzos de cortante en la superficie del cauce (Thorne y Rais, 1983) (Figura 3.5).

Flujo alrededor de obstáculos

El estribo o pila de un puente, un canto de roca, un espigón, un árbol caído o un afloramiento de materiales resistentes a la erosión, actúan como obstáculos a la corriente del río.

El flujo al acercarse a la restricción es deflectado dirigiéndolo hacia la ribera, formándose un vórtice o remolino de mayor tamaño. Estas corrientes circulares pueden atacar la ribera produciendo erosión. Las salientes rocosas en el fondo del cauce causan efectos similares. La erosión de la ribera es causada generalmente por los vórtices y adicionalmente se produce una profundización del cauce alrededor de los obstáculos por el aumento de la velocidad de la corriente.

3.3 LA EROSIÓN HIDRÁULICA

El movimiento del agua que circula por el cauce de una corriente de agua produce el desprendimiento y transporte de los materiales que conforman su perímetro mojado. En una cañada o río pueden ocurrir dos tipos de erosión general que afectan el cauce:

a. Erosión lateral que amplía su ancho, aumentando la altura de los taludes.

b. Profundización del cauce.

La erosión en ambos casos depende de las características geotécnicas de materiales del fondo y los taludes, su geometría, pendiente y características del flujo de agua. La estabilidad del talud en sí depende de los parámetros de resistencia (c'. ϕ'), el peso unitario, la altura, pendiente y la presencia y características de discontinuidades geológicas.

Para cada tipo de suelo hay una velocidad a la cual se produce arrastre. En un ensayo sencillo de laboratorio en el cual se simula un canal revestido de suelo, se encuentra la velocidad a la cual se produce el arrastre de las partículas, como se indicó en el capítulo 1.

La erosión se inicia con el desprendimiento de la partículas en el perímetro del cauce por acción de la fuerza tractiva (Figura 3.6).

El proceso de erosión es complejo y se pueden desarrollar modelos que permiten predecir las cantidades de erosión, incorporando factores geotécnicos e hidráulicos. Estos modelos son generalmente válidos para ríos de pendientes bajas, pero no son aplicables a los torrentes y ríos en áreas montañosas. Existen, sin embargo, algunos criterios de orden general que pueden emplearse para poder predecir los fenómenos en forma cualitativa,.

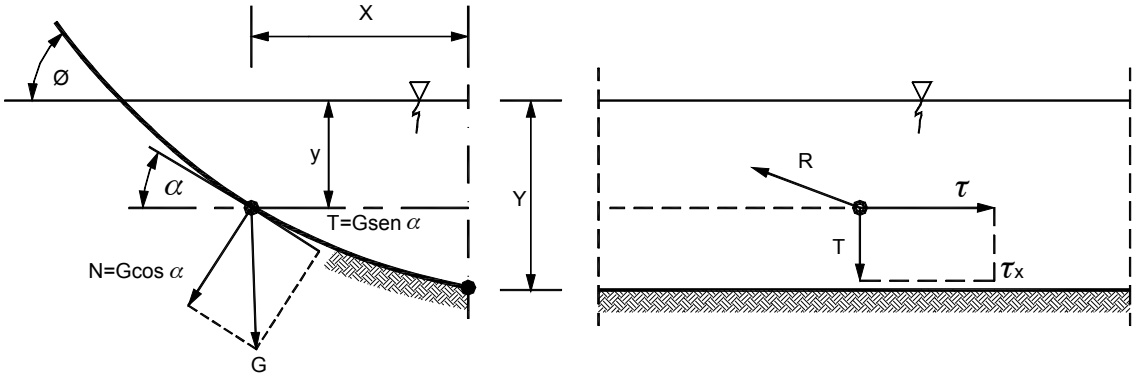


FIGURA 3.6 Diagrama de las fuerzas que actúan sobre una partícula en la orilla de un cauce.

El modelo de degradación de un canal desarrollado por Thorne muestra cómo al colocar una limitante lateral (muro de ribera), se produce un aumento en la profundización del cauce, igual situación ocurre si se controla el fondo del cauce, lo cual trae como consecuencia el intento del río a ampliarse lateralmente.

3.3.1 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Todas las áreas de la cuenca y las orillas y fondo del cauce producen continuamente sedimentos que la corriente transporta y luego deposita.

La variabilidad espacial de los sedimentos es un resultado de la influencia del clima, vegetación, relieve, geología y los procesos antrópicos de erosión.

La mayoría de las fórmulas utilizadas para el cálculo del transporte de fondo de sedimentos son empíricas, basadas principalmente en modelos de laboratorio; debido a que la medición de transporte de fondo en ríos reales es poco confiable. Sin embargo, la medición de la carga suspendida es fácil y confiable. Los análisis deben realizarse combinando las mediciones de campo con fórmulas empíricas.

La forma irregular de la mayoría de las corrientes y la no uniformidad de los sedimentos dificulta los cálculos. El margen de error en los cálculos de sedimentos transportados es excesivamente alto (Przedwojski y otros, 1995).

Clasificación de los sedimentos

Los sedimentos pueden clasificarse en dos grandes categorías, sedimentos cohesivos y sedimentos no cohesivos.

Los sedimentos no cohesivos comprenden los cantos y bloques, gravas y arenas y los cohesivos son esencialmente mezclas de limos y arcillas. Existen diferencias substanciales entre los dos grupos de sedimentos y su interacción con el flujo.

En los sedimentos no cohesivos la principal fuerza de resistencia a la erosión es el peso sumergido de los sedimentos, mientras en los sedimentos cohesivos las fuerzas netas de atracción entre partículas y las fuerzas electroquímicas controlan la resistencia a la erosión. Estas mismas fuerzas controlan el comportamiento hidrodinámico de las suspensiones de sedimentos finos.

La erosión y transporte de los sedimentos no cohesivos es más sencilla y confiable de analizar, que la de los sedimentos cohesivos, debido a que los sedimentos cohesivos se comportan de una forma más complicada de analizar.

El movimiento de las partículas depende de sus características físicas tales como tamaño, forma y densidad.

Tamaño de los sedimentos

El tamaño de las partículas y la distribución de tamaños o granulometría tienen gran influencia en su movilidad.

De acuerdo a su tamaño las partículas se pueden clasificar como arcillas, limos, arenas, gravas, guijarros y cantos (Figura 3.4). La mayoría de las partículas de arena y grava están compuestas por el mineral Cuarzo, cuyo peso específico es de aproximadamente 2.65 Kg/m^3 y para la mayoría de los casos prácticos se utiliza este valor.

TABLA 3.4 Clasificación de tamaños de partículas.

Partícula	Rango de tamaño en mm
Cantos	Más de 256
Guijarros	64 a 256
Grava	2 a 64
Arena	0.064 a 2
Limos	0.004 a 0.064
Arcillas	Menos de 0.004

Forma de los sedimentos

La forma de los sedimentos se caracteriza con el factor de forma.

$$\text{Factor de forma} = c/(ab)^{1/2}$$

Donde:

$a =$ Dimensión máxima
$b =$ Dimensión intermedia
$c =$ Dimensión mínima.

Medidos en tres ejes de la partícula mutuamente perpendiculares entre sí.

La mayoría de las partículas de arena poseen un factor de forma de aproximadamente 0.7.

Velocidad de caída

La velocidad de caída de las partículas en aguas quietas es un parámetro importante para analizar procesos de sedimentación y suspensión. La magnitud de la velocidad de caída refleja el balance entre la fuerza hacia abajo, debida al peso sumergido y las fuerzas que se oponen a la caída, debidas a la resistencia viscosa del fluido y las fuerzas de inercia o tracción de la corriente.

Cuando el Numero de Reynolds es menor de 0.1, para partículas de limo o arcilla, las fuerzas de inercia son despreciables y la resistencia viscosa controla el flujo. Para partículas de más de 2 mm la resistencia más importante es debida a la inercia y la viscosidad es despreciable. Para partículas de arena o grava las velocidades de caída dependen principalmente del diámetro de la partícula (Gruat y otros, 1970).

3.3.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

La carga transportada por ríos naturales puede dividirse en tres componentes:

1. Carga de fondo

La carga de fondo es el material demasiado grueso para ser soportado dentro del flujo de agua por un periodo apreciable de tiempo. El transporte de fondo, incluye todos los tamaños de sedimentos mayores de 0.064 mm transportados por el agua.

La carga de fondo puede moverse rodando, deslizándose o a saltos a velocidades menores que aquellas del flujo alrededor. La carga de fondo es muy importante debido a que es esta la que mayor influencia tiene en los cambios del fondo de los ríos. La rata de transporte de carga de fondo es una función de la capacidad de transporte del flujo.

Generalmente la proporción de carga de fondo es menor del 25% de la carga total transportada (McCuen, 1989).

2. Carga en suspensión

Las partículas suspendidas son transportadas y mantenidas dentro del flujo por un proceso de mezcla turbulenta.

La carga en suspensión consiste en partículas de diámetro menor a 0.064 mm., las cuales se transportan suspendidas dentro del flujo.

Una regla general para determinar el tipo de transporte se muestra en la tabla 3.5.

TABLA 3.5 Tipo de transporte de sedimentos (Breusers y Raudkivi, 1991).

Velocidad de caída/ velocidad del flujo	Tipo de transporte
0 a 0.7	Suspensión
0.7 a 2	Saltación
2 a 6	Carga de fondo

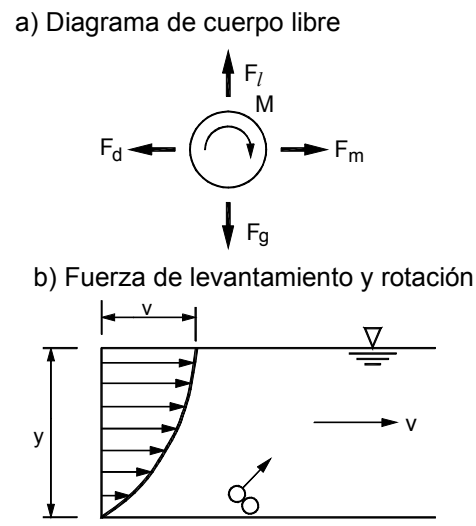


FIGURA 3.7 Diagrama de las fuerzas que actúan sobre una partícula dentro del flujo.

El flujo de agua ejerce una serie de fuerzas sobre las partículas dentro del flujo que incluyen una fuerza de tracción en la dirección del flujo, una fuerza de rozamiento que se opone al movimiento y las fuerzas de gravedad y flotación (Figura 3.7).

F_m = Momentum del agua que mueve la partícula en la dirección del flujo.
F_d = Fuerza total de tracción

$$F_d = C_d \, A_c \, \rho \, \frac{V^2}{2}$$

Donde:

C_d = Coeficiente de tracción
A_c = Area de la sección proyectada
V = Velocidad del flujo
ρ = Densidad

TABLA 3.6 Variables que influyen en el transporte de carga de fondo (Knigton, 1984).

Propiedades del flujo	Propiedades del fluido	Propiedades de los sedimentos	Otras propiedades
Caudal Q Velocidad (U) Profundidad de flujo (y) Ancho (W) Pendiente (S) Resistencia (f)	Viscosidad cinemática (ν) Densidad (ρ) Temperatura (T) Concentración de carga en suspensión (C)	Densidad (ρ_s) Tamaño (D) Distribución (σ) Velocidad de caída (ω)	Gravedad (g) Geometría en planta Forma de la sección transversal

Adicionalmente la partícula suspendida esta sujeta a la fuerza de gravedad F_g y la fuerza de sumergencia F_i. A su vez el perfil de velocidades genera un movimiento de rotación.

3. Carga disuelta

La carga disuelta consiste en materiales transportados en solución. Generalmente, se trata de partículas de arcillas o limos muy finos.

La carga total de sedimentos es la suma de las tres cargas anteriores.

Al iniciarse la erosión el movimiento de granos en el fondo es intermitente especialmente, en ríos con sedimentos gravosos. En corrientes con fondo de arena los granos tienden a moverse en grupos, generándose una migración de la forma del fondo. El desarrollo de estas formas es el resultado del transporte de sedimentos de las propiedades del material de fondo y de la resistencia y condiciones del flujo en la superficie del fondo. Cada partícula camina distancias cortas y luego temporalmente se detiene.

Existe una gran cantidad de fórmulas para calcular la carga de sedimentos, las cuales dan resultados muy diferentes de unas a otras. Debido a que no existen métodos confiables de medición directa de descarga, no existen criterios para comprobar la confiabilidad de estas fórmulas.

La rata de transporte de sedimentos puede variar en forma considerable entre secciones transversales o con el tiempo. Las ratas de transporte pueden variar de minuto a minuto durante una avenida o variar en días o meses. Este proceso conduce a cambios en corto tiempo de los niveles de fondo de las corrientes como resultado de la socavación y la sedimentación.

3.3.3 ORIGEN DE LOS SEDIMENTOS

Los sedimentos pueden tener su origen en varias fuentes (Tabla 3.7)

Erosión de suelos in situ en diversas áreas de la cuenca

La erosión laminar, en surcos, cárcavas, erosión en masa, etc.; en el área de la cuenca representan una fuente importante de sedimentos que son transportados por la escorrentía, las corrientes concentradas, las cañadas y los torrentes, hacia el cauce de agua. Estos materiales representan la fuente primaria de sedimentos.

Depósitos de sedimentos en el valle o el cauce

El sistema de erosión y transporte produce la depositación de sedimentos en diversos sitios de la corriente. Estos depósitos afectan directamente la dinámica de los procesos de erosión. Diferentes formas de erosión pueden ocurrir dependiendo de la forma como los sedimentos se encuentran depositados.

3.3.4 FORMA Y RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE DE FONDO

La forma y rugosidad de la superficie de fondo influye en el comportamiento del flujo, especialmente porque ésta define la fricción entre la superficie y el flujo.

Los rizos, dunas y antidunas son formas repetitivas que conforman la rugosidad de fondo (Figura 3.8) (Tabla 3.8). Los rizos se forman a esfuerzos de cortante bajos y generalmente ocurren en sedimentos de tamaño menor a un milímetro. Las dunas y rizos se mueven corriente abajo, mientras las antidunas se

TABLA 3.7 Clasificación de los depósitos de sedimentos (Adaptado de Veri-tech, 1998).

Lugar de depositación	Nombre de los depósitos	Características
Centro del canal	Depósitos transitorios	Depósitos temporales, quietos en el centro del canal. Al aumentar el caudal tratan de moverse en la dirección del canal.
	Depósitos retrasados	Partículas de gran tamaño más persistentes que los depósitos transitorios. Se requieren grandes velocidades para su transporte.
	Rellenos de canal	Acumulaciones en canales o segmentos de canal abandonados.
Margen de canal	Depósitos laterales de acreción	Barras de punto o depósitos de márgenes, los cuales pueden en un momento dado ser transportados lateralmente por las inundaciones.
Planos de inundación	Depósitos verticales de acreción	Depósitos generalmente finos de carga suspendida sobre los planos de inundación.
	Depósitos sesgados	Acumulaciones locales de materiales en forma entre cruzada sobre los planos de inundación.
Márgenes del valle	Coluviones	Debidos al lavado y erosión en los valles laterales.
	Depósitos de flujos y avalanchas	Depósitos en abanico de flujos hiperconcentrados y avalanchas en los cauces laterales.
Terrazas	Terrazas altas	Antiguos planos de inundación, los cuales fueron abandonados al profundizarse el valle.

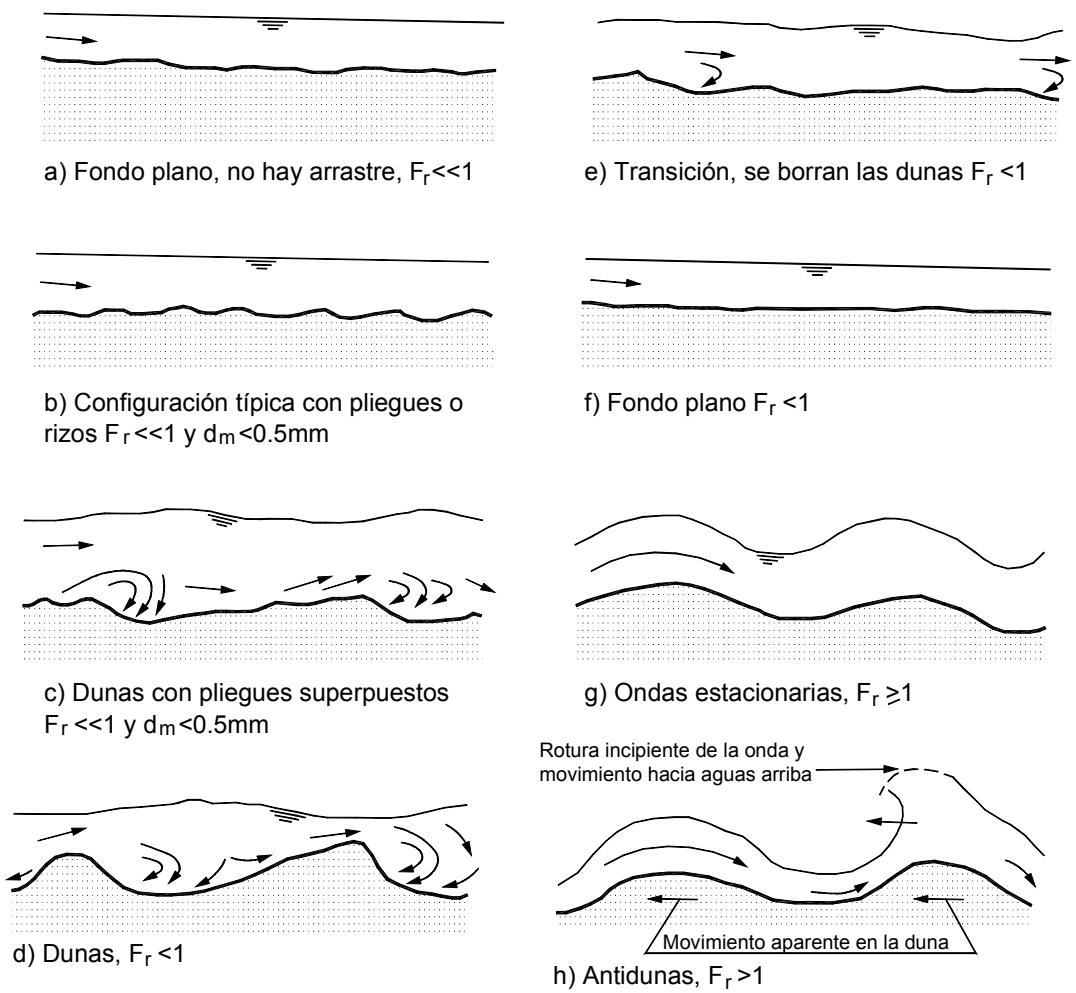


FIGURA 3.8 Formas del fondo del cauce.

TABLA 3.8 Clasificación de formas del fondo (Knighton, 1984).

Clasificación	Dimensiones	Forma	Características
Rizos	Longitud de onda menos de 0,6 m.; altura menos de 0.04 m.	Talud suavemente triangular hacia aguas arriba; cresta puntiaguda y fuerte pendiente hacia aguas abajo	Generalmente ocurre en sedimentos de menos de un milímetro; se mueven a velocidades mucho menores que las del flujo
Dunas	Longitud de onda de 4 a 8 veces la profundidad de flujo y alturas de hasta 1/3 la profundidad de flujo.	Similar a los rizos pero de mayor tamaño.	El talud aguas arriba puede presentar rizos; movimiento descontinuo.
Antidunas	Altura relativamente baja dependiendo de la profundidad de flujo y la velocidad.	Perfil sinusoidal, más simétrico que las dunas.	Ocurren en flujos de alta pendiente en fase con las ondas superficiales del agua; pueden moverse hacia aguas arriba, hacia aguas abajo o pueden permanecer estacionarias.
Superficie plana			Superficie sin formas

mueven corriente arriba. La geometría de las formas individuales cambia continuamente en el tiempo y el espacio.

Rápidos y remansos

La formación de rápidos y remansos es una constante en los ríos con carga importante de fondo. Los remansos son pozos ("pools") donde el río es más profundo y estrecho y los rápidos son sectores donde el río es menos profundo y más ancho.

Una de las características más importantes de los rápidos y remansos es su espaciamiento regular a distancias que varían entre 5 y 7 veces el ancho del cauce (González y García, 1995). En los rápidos los sedimentos son de mayor tamaño que en los remansos.

En los tramos curvos de los ríos los pozos de los remansos se localizan en la parte externa de la curva y los rápidos aparecen en los tramos rectos. La sinuosidad o divagación del Thalweg permite la formación de pozos a lado y lado del cauce (Figura 3.9). Estos pozos están localizados en los extremos de las curvas del Thalweg. Los pozos o remansos son en la práctica sitios donde la ocurrencia de corrientes secundarias facilitan la erosión lateral del cauce.

Fricción del fondo

La fricción del fondo tiene dos componentes: Una debida al tamaño y forma de las partículas y otra debida a la forma del fondo y deben tenerse en cuenta además los efectos y las irregularidades del canal.

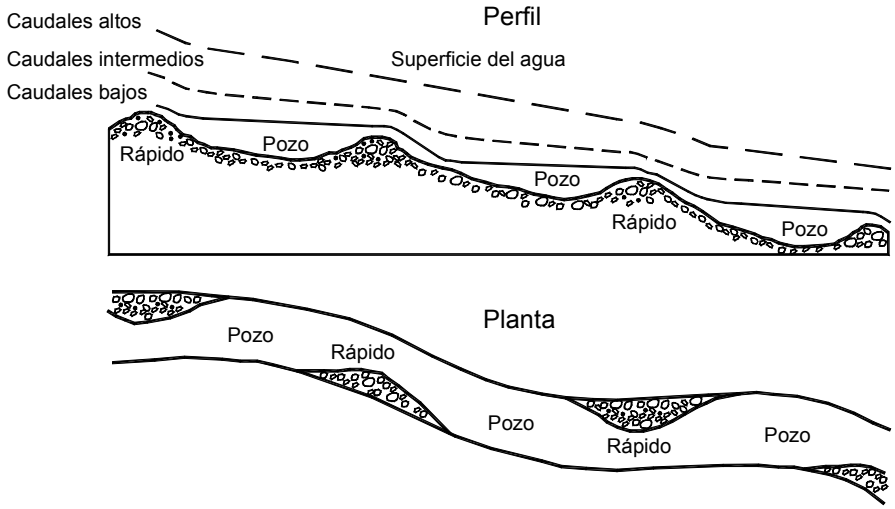


FIGURA 3.9 Perfil longitudinal y en planta de un cauce, mostrando la secuencia de rápidos remansos (Dunne y Leopold, 1978).

Al analizar canales con formas movibles en el fondo, el análisis es más complicado, debido a que las pérdidas por fricción dependen de la forma del fondo pero esta es influenciada por el transporte de sedimentos.

La resistencia al flujo puede ser calculada por diferentes métodos, de los cuales el más conocido es el del número de Manning.

3.4 MORFOLOGÍA FLUVIAL

La morfología fluvial es el estudio científico de la forma y estructura de la geografía física de los ríos.

La morfología de los ríos es un resultado de la erosión, transporte y sedimentación de partículas de suelo de la cuenca y los valles que transita. La forma de los canales depende de las características hidrológicas y geológicas de la cuenca y de las propiedades de los sedimentos.

Existen tres formas fundamentales de un canal o cauce (Figura 3.10), las cuales pueden explicarse como un equilibrio instantáneo entre las fuerzas que producen erosión y las que la resisten.

3.4.1 PERFIL LONGITUDINAL DEL RÍO

El perfil longitudinal de un río muestra como este pierde cota a lo largo de su recorrido. Generalmente, la pendiente es muy alta en su nacimiento y va disminuyendo río abajo (Figura 3.11). El cambio en la pendiente del río equivale a una modificación en los procesos de erosión y sedimentación. Generalmente, los perfiles longitudinales de los ríos presentan una forma cóncava, disminuyendo desde las zonas de máxima erosión en la parte alta del río a las de depositación en la parte baja (González y García, 1995).

El perfil longitudinal de un río puede expresarse por la ecuación:

$$S_x = S_o e^{-ax}$$

Donde S_x es la pendiente en la abscisa x, aguas abajo de la sección de referencia y a es el coeficiente de disminución de la pendiente (Chang, 1988).

A medida que se avanza aguas abajo y la pendiente de la corriente cambia, el tamaño de los sedimentos se va clasificando a partículas de menor tamaño, debido a que la velocidad y capacidad de arrastre de la corriente van disminuyendo.

Las características geológicas del subestrato del río tienen gran influencia, tanto en el perfil longitudinal como en la morfología en planta del río. En términos generales la pendiente de los ríos tiende a ser mayor en tramos de rocas duras (González y García, 1995) y es más suave en tramos de suelos más erosionables.

El tamaño de los sedimentos también tiene gran influencia en la pendiente del cauce. Al disminuir el tamaño de los sedimentos la pendiente también trata de disminuir.

Los cambios bruscos de pendiente pueden obedecer a varios factores:

a. Cambios geológicos

Cuando el río pasa de un tipo de roca a otra, o atraviesa fallas geológicas.

b. Confluencia de ríos

Los caudales cambian bruscamente y también la mezcla de sedimentos.

c. Erosión o sedimentación remontante por efecto de la intervención antrópica del cauce

Explotación de materiales, puentes, represas, modificación del alineamiento del cauce, canalización, etc.

3.4.2 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL RÍO

La forma de la sección transversal de una corriente depende del sitio del canal, de su geometría en planta, del tipo del canal y de las características de los sedimentos. La sección transversal en una curva es más profunda en el lado exterior o cóncavo del canal con un talud lateral prácticamente vertical y es poco profundo en la barra de punto que se forma en el lado convexo o interior de la curva. En los sectores rectos el canal tiende a ser un poco más trapezoidal o rectangular aunque generalmente siempre existe un sitio de mayor profundidad correspondiente a la localización del thalweg.

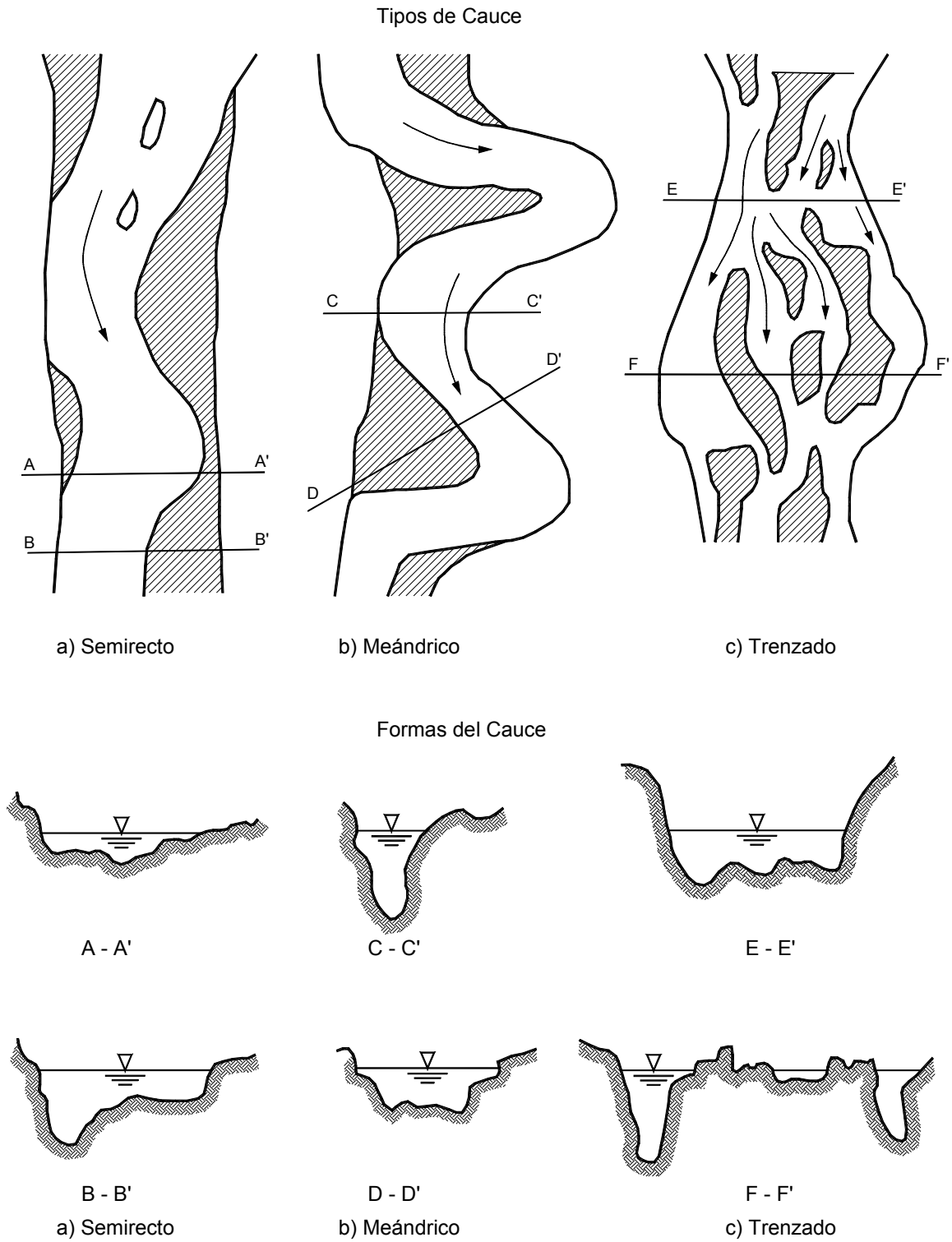


FIGURA 3.10 Tipos principales de cauce.

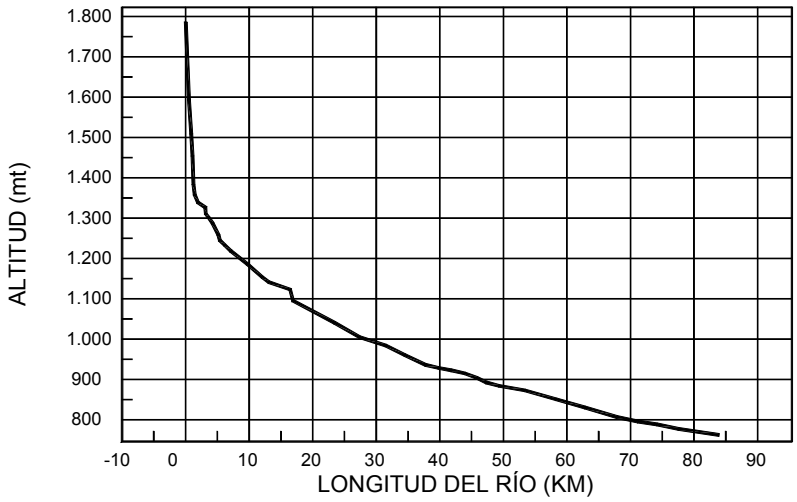


FIGURA 3.11 Perfil longitudinal de un río.

La forma de la sección transversal puede describirse con los valores del ancho, área de la sección y máxima profundidad. Sin embargo, es importante conocer los parámetros siguientes:

- Area (A)
- Ancho (w)
- Relación ancho – profundidad (w/d)
- Profundidad promedio (d)
- Perímetro mojado (longitud total del perímetro por debajo del nivel de agua)
- Radio hidráulico (R). (área/perímetro mojado)
- Capacidad del canal ($AR^{2/3}$)

3.4.3 PROPIEDADES MORFOLÓGICAS DE LOS RÍOS

Los cauces pueden clasificarse como de forma semirecta, trenzada o meándrica. Una misma corriente presenta cambios de patrón a lo largo de su longitud y de acuerdo al caudal de la corriente en cada época del año. Adicionalmente, los cauces se clasifican como de lecho simple o múltiple y de acuerdo al material del fondo del cauce, rocoso o aluvial; cohesivo o granular; homogéneo o heterogéneo.

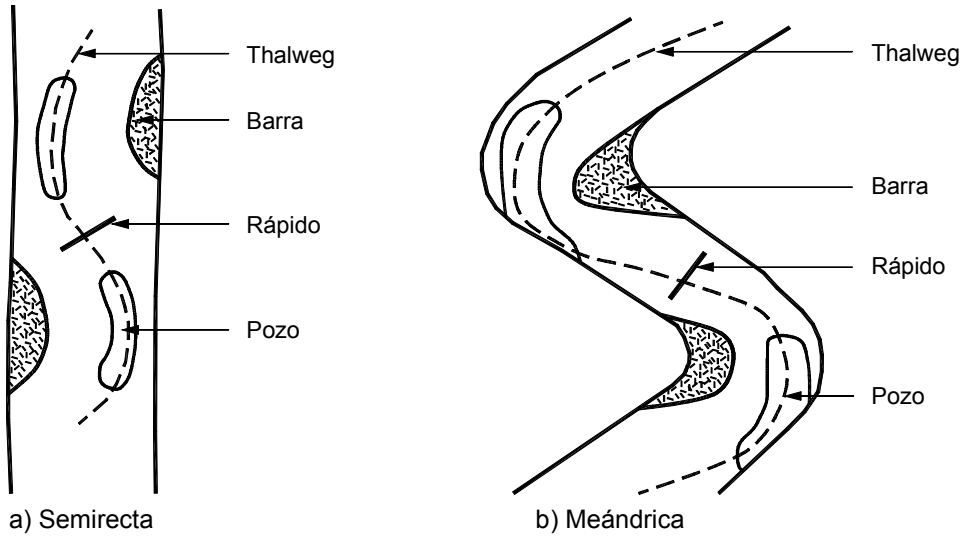


FIGURA 3.12 Posición del thalweg, barras, rápidos y pozos.

FOTOGRAFÍA 3.1 Río trenzado en el Piedemonte Llanero Colombiano.

FOTOGRAFÍA 3.2 Cauce Meándrico (Río Carare).

Thalweg

El thalweg es la línea central de la corriente en la cual el cauce es más profundo y el flujo posee una mayor velocidad. Todas las corrientes naturales poseen un thalweg. El thalweg generalmente tiene una tendencia a divagar de un lado al otro del cauce y trata de tomar la línea exterior del cauce en las curvas (Figura 3.12).

Sinuosidad

La sinuosidad es la relación entre la longitud total del thalweg en el tramo de corriente y la longitud en línea recta. Un cauce se considera semirrecto cuando la sinuosidad es menor de 1.1 y se considera meándrico cuando la sinuosidad es mayor de 1.5. Cuando la sinuosidad se encuentra entre 1.1 y 1.5 se dice que el río es sinuoso, aunque algunos autores (Brice, 1983) consideran que un río es meándrico cuando la sinuosidad es mayor de 1.25 (Figura 3.13).

Barras

Las barras son depósitos de sedimentos junto a la orilla o dentro del cauce del río. El ancho de la barra tiende a aumentar a medida que aumenta la rata de erosión en la orilla opuesta, tratando de formarse una curva, la cual al aumentar de tamaño puede convertirse en un meandro.

Se pueden definir varios tipos de barras así (Figura 3.14):

a. Barras laterales

En cauces semirectos o sinuosos se forman barras junto a la orilla, estas barras pueden moverse a lo largo del cauce y migrar. Las barras laterales alternadas en los cauces semirectos pueden ser precursoras de procesos de meanderización.

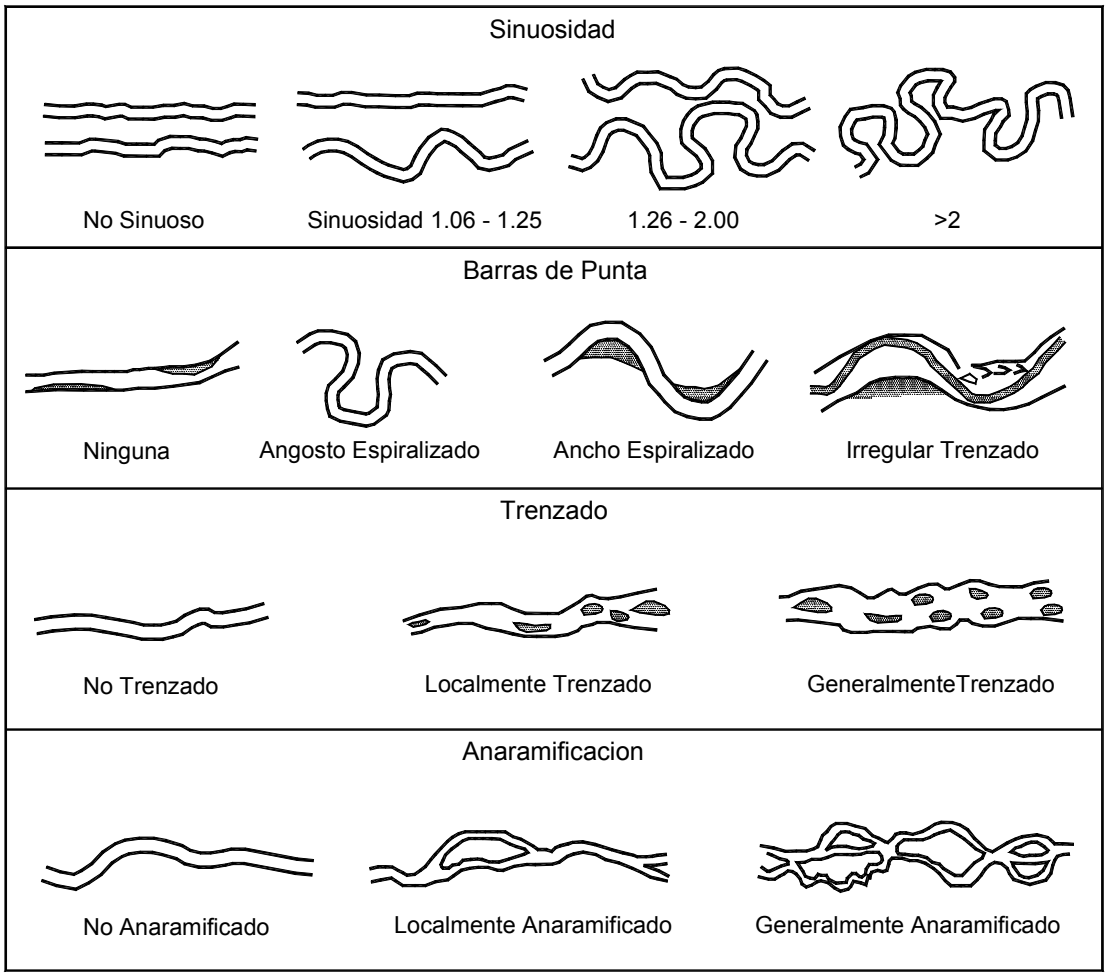


FIGURA 3.13 Propiedades principales de la forma de los ríos.

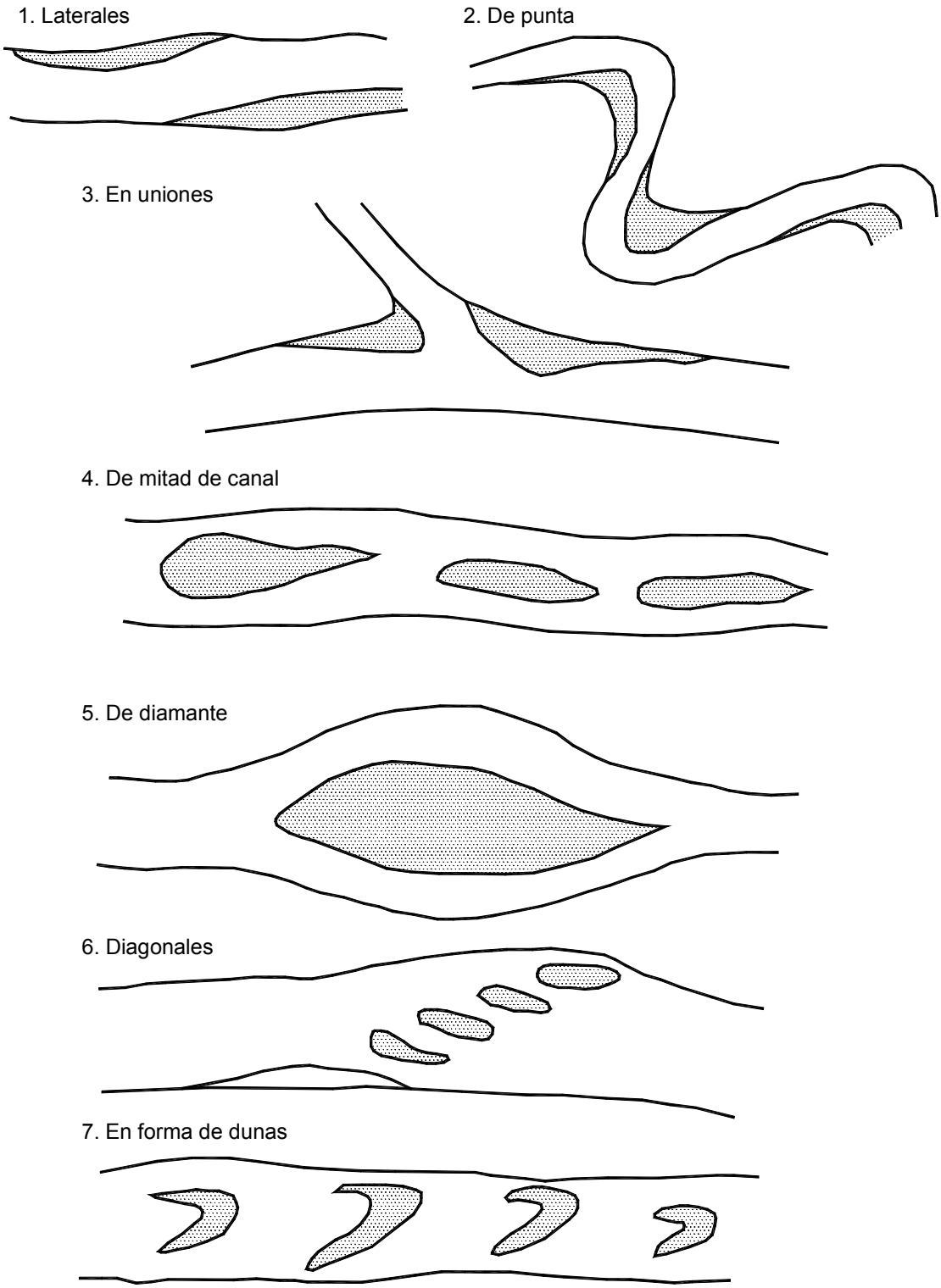


FIGURA 3.14 Clasificación de las barras de arena.

b. Barras de punto

Estas barras se forman en la parte interna de las curvas bien desarrolladas. Generalmente, aumentan de tamaño a medida que la curva se hace más fuerte.

c. Barras en las uniones de corrientes

Cuando un tributario se une a un río de menor tamaño se forman barras tanto aguas abajo como aguas arriba de la unión.

d. Barras de mitad de canal

Estas barras se forman en cauces relativamente anchos y pueden permanecer en su sitio durante muchos años, convirtiéndose en islas.

e. Barras en forma de diamante

Son barras de mitad de canal de gran tamaño que generan una anaramificación del cauce.

f. Barras diagonales

Son barras que se localizan diagonalmente debido a la presencia de una corriente diagonal en el cauce. Estas barras generalmente ocurren en canales con fondo de grava.

g. Barras en forma de olas

Estas barras tienen un perfil como de una duna y tratan de ser alargadas en la dirección transversal del canal.

3.4.4 CLASIFICACIÓN DE LOS CANALES

Se han desarrollado diversos sistemas de clasificación de los canales. En la tabla 3.9 se presenta la clasificación general de los canales.

Clasificación de Rosgen

Rosgen (1994) desarrolló una clasificación de los canales de las corrientes teniendo en cuenta la pendiente, sinuosidad, relación de estrechamiento, ancho de la zona de divagación y material dominante en los sedimentos (Tabla 3.10). Debe tenerse mucho cuidado al utilizar esta tabla porque fue desarrollada de acuerdo a los tipos de corriente en los Estados Unidos y su aplicación al medio tropical no es necesariamente representativa.

La clasificación general universal de forma del cauce se muestra en la figura 3.15.

3.4.5 CANALES SEMIRECTOS

Los cauces completamente rectos son raros en la naturaleza. Aun cuando las orillas son paralelas la una a la otra, el thalweg oscila de uno a otro lado del canal. Un cauce semirecto presenta movimientos laterales por acreción. El fondo es sinuoso con unos sectores de pozos o depresiones y otros rápidos con cambios relativamente bruscos de pendiente. En los cauces semirrectos existe una tendencia a la profundización del cauce. La corriente en la realidad trata de divagar pero las pendientes altas y los controles topográficos y geológicos obligan a mantener un cauce relativamente recto con algunas curvas, producto muchas veces de accidentes de la topografía más que por efectos hidráulicos de la corriente.

El cauce principal puede ser definido o indefinido. A lado y lado del río se produce sedimentación en playones y barras. En aguas mínimas se presentan fenómenos de trenzamiento y seudo meandros dentro del cauce principal ocasionando, focos de erosión lateral.

TABLA 3.9 Clasificación general de las corrientes de agua (Adaptado de Veri-tech, 1998).

Propiedad	Clasificación	Características
Libertad para moverse	Aluvial	Cambia de tamaño y forma de acuerdo al caudal y a los sedimentos
	No aluvial	Fondo en roca. No puede moverse
Continuidad del flujo en el tiempo	Perenne	Flujo permanente todo el tiempo
	Intermitente	En temporadas secas el flujo desaparece
	Efímero	Sólo tiene flujo en el momento de las lluvias
Relación entre erosión y sedimentación	En degradación	El cauce se está profundizando por erosión
	En agradación	El cauce se está levantando por sedimentación
Forma del cauce	Semirecto	Sinuosidad menor a 1.1
	Sinuoso	Sinuosidad de 1.1 a 1.5
	Trenzado	Se forman trenzas e islas de depósitos dentro del cauce
	Anaramificado	Se forman varios canales independientes
	Torrente	Ríos de alta montaña
	Delta	Se forman canales dentro de los depósitos en la desembocadura
	Meándrico	La sinuosidad es mayor de 1.5

TABLA 3.10 Criterios para la clasificación de corrientes (Adaptado de Rosgen, 1994).

Tipo de corriente	Relación de estrechamiento	Relación w/d	Sinuosidad	Pendiente	W Zona meándrica/W del canal	Material dominante en los sedimentos*
Aa+	<1.4	<12	1.0 – 1.1	>0.10	1.0 – 3.0	1,2,3,4,5,6
A	<1.4	<12	1.0 – 1.2	0.04 – 0.10	1.0 – 3.0	1,2,3,4,5,6
B	1.4 – 2.2	>12	>12	0.02 – 0.039	2.0 – 8.0	1,2,3,4,5,6
C	>2.2	>12	>1.4	<0.02	4.0 – 20	1,2,3,4,5,6
D	--	>40	--	<0.04	1.0 – 2.0	3,4,5,6
DA	>40	<40	Variable	<0.005	--	4,5,6
E	>2.2	<12	>1.5	<0.02	20 – 40	3,4,5,6
F	<1.4	>12	>1.4	<0.02	2.0 – 10	1,2,3,4,5,6
G	<1.4	<12	>1.4	0.02 – 0.039	2.0 – 8.0	1,2,3,4,5,6
* Materiales dominantes: 1- Roca, 2- Bloques, 3- Cantos, 4- Grava, 5- Arena, 6- Limos/arcillas						

3.4.6 CANALES SINUOSOS

Los ríos sinuosos se pueden clasificar en tres categorías principales:

1. Ríos sinuosos en forma de canal

Estos ríos tienden a ser angostos y con espesor importante de corriente. Su sinuosidad es alta y las ratas de erosión lateral son bajas. Generalmente estos ríos son controlados en su totalidad por afloramientos de materiales muy resistentes a la erosión y no poseen valles de divagación. En los ríos sinuosos aparecen barras laterales pero estas son alargadas y de ancho más o menos uniforme.

2. Ríos sinuosos con barras laterales

El ancho de las barras aumenta con el aumento de erosión en la orilla opuesta y tienen salientes prominentes que son visibles en caudales normales. Las barras son generalmente espirales, aunque la prominencia de estas espirales varía mucho de un río a otro. Comúnmente en los ríos sinuosos con barras laterales, la resistencia a la erosión de la orilla es menor que en los ríos sinuosos en forma de canal. El material de sedimentos en estos ríos es comúnmente arena o grava siendo más irregulares al aumentar la proporción de grava, especialmente en los ríos pequeños. Al disminuir la resistencia a la erosión de la orilla o al aumentar la carga de sedimentos el río se convierte a sinuoso trenzado.

3. Ríos sinuosos trenzados

El aumento de la erosión lateral con exceso de sedimentación genera fenómenos de trenzado o formación de islas en el río sinuoso. En estos ríos permanecen las barras laterales, pero al mismo tiempo se forman depósitos dentro del cauce. A medida que aumenta la cantidad de carga de sedimentos el río se hace cada vez menos sinuoso y más trenzado, desapareciendo las barras laterales en las orillas.

3.4.7 CANALES TRENZADOS

Un cauce trenzado consiste en una serie de canales múltiples interconectados. El trenzado se forma por la sedimentación de una gran cantidad de carga que la corriente no es capaz de transportar. Esa porción de la carga que excede la capacidad de transporte del río se deposita en el canal, aumentándose por lo tanto la pendiente hacia aguas abajo. El incremento de velocidad permite el desarrollo de canales múltiples, cuando el agua trata de abrirse paso por las barras de sedimentos. Esto a su vez hace que el río se amplíe lateralmente, generando erosión.

En zonas de cambio de pendiente de fuerte a moderada con grandes caudales, en lechos de suelos granulares gruesos (arenas y gravas) se pueden formar trenzas, debidas a la sedimentación de materiales gruesos por disminución de la velocidad de la corriente después de las avenidas o por el mismo cambio de la pendiente.

Para que se genere un cauce trenzado se requiere una gran carga sólida, caudal alto, una pendiente importante, y una orilla general erosionable y semiplana.

Los sectores trenzados de un río generalmente poseen una pendiente, caudal y carga sólida superior a los tramos meándricos. El río trata de ampliarse por la sedimentación de la carga sólida y se forma un cauce ancho y relativamente poco profundo. Así mismo, el caudal considerable trata de abrirse paso por entre

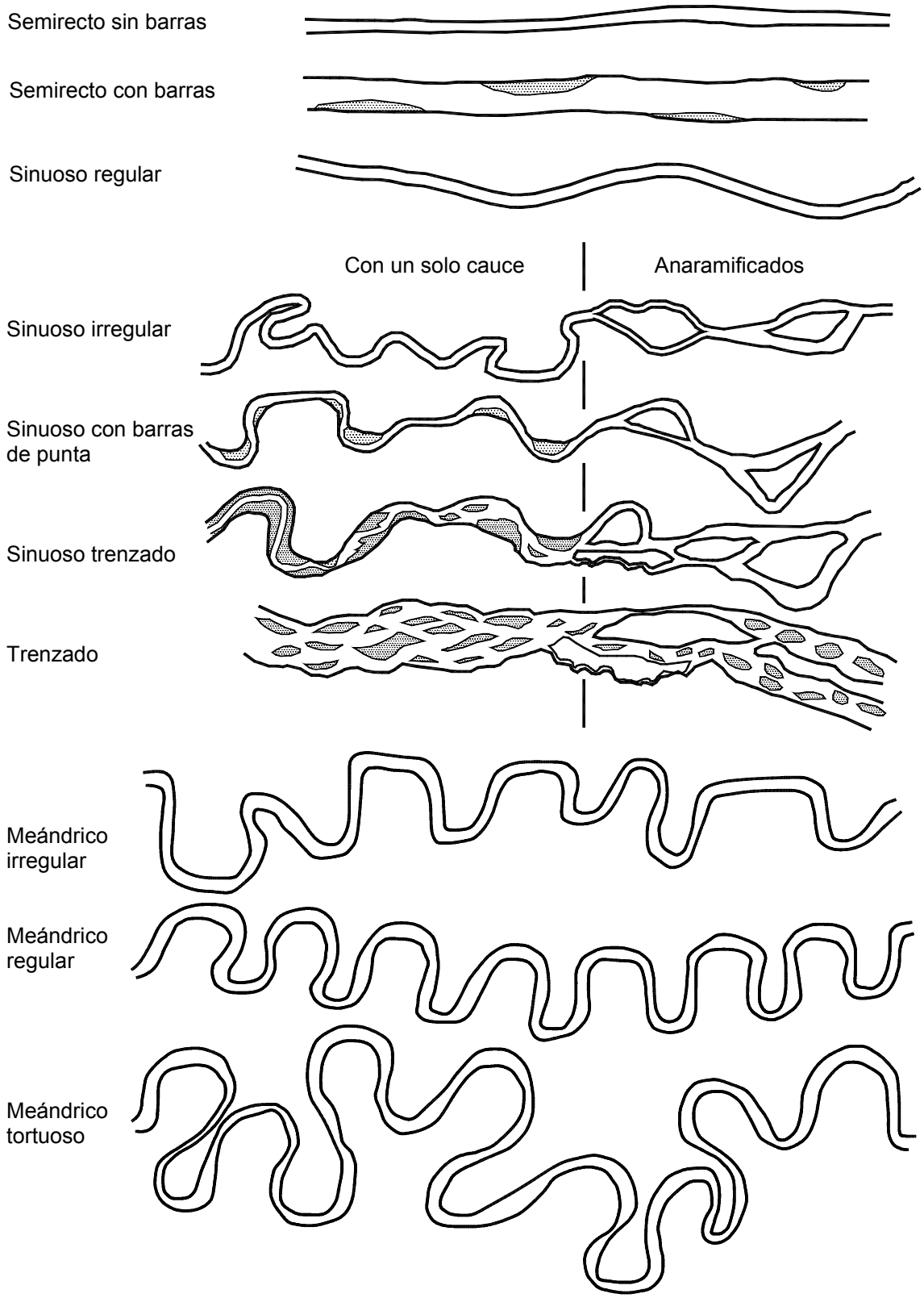


FIGURA 3.15 Formas típicas de ríos.

los materiales sedimentados. Los materiales se sedimentan en barras o puntas formándose varios cauces o brazos con islas intermedias, algunas veces con el tiempo estas islas pueden formar vegetación. Los lechos generales tienen una tendencia a moverse, generando gran inestabilidad lateral. El Thalweg se mueve permanentemente de acuerdo al trenzado. En la Figura 3.16 se muestra un caso histórico en Colombia donde el thalweg cambia de localización y profundidad con el tiempo.

Al producirse una avenida el río inunda las islas, produciendo amplitud de los canales y la formación de nuevos. Las islas grandes avanzan río abajo por erosión, aguas arriba y sedimentación en su punto inferior. Los detalles del trenzado cambian permanentemente pero se mantiene el esquema general de las trenzas (rango de anchos, longitudes y curvatura).

Muchos autores han formulado relaciones para determinan en qué condiciones un río se torna trenzado o meándrico, relacionando especialmente la pendiente y el caudal; sin embargo su utilización está limitada a las condiciones geológicas, hidrológicas y ambientales de la región en la cual se desarrollaron las expresiones.

Las corrientes trenzadas representan un problema grave para el cruce de carreteras, líneas eléctricas, ductos, etc., debido a la inestabilidad natural de todo el cauce, con cambios rápidos de alineamiento, ampliaciones y profundizaciones del flujo, degradación y agradación en grandes cantidades. Se deben evitar los cruces de puentes o la construcción de estructuras junto al cauce o en las barras de un cauce trenzado (AASHTO, 1999).

Se deben diferenciar dos tipos de trenzado así:

- Trenzado local: 5 al 35% de su longitud es trenzada.
- Trenzado general: Más de 35% de su longitud es trenzada.

Canales trenzados con thalweg meándrico

En este tipo de río aparece una serie de islas, pero dentro del sistema hay un cauce principal con un thalweg profundo, el cual divaga de lado a lado del cauce, formando un sistema seudomeandrico dentro del sistema de trenzas. La erosión en la orilla se concentra en los puntos en los cuales el thalweg principal se acerca a la orilla del cauce. A su vez el thalweg se va moviendo generalmente hacia aguas abajo, en forma similar a la divagación de un meandro.

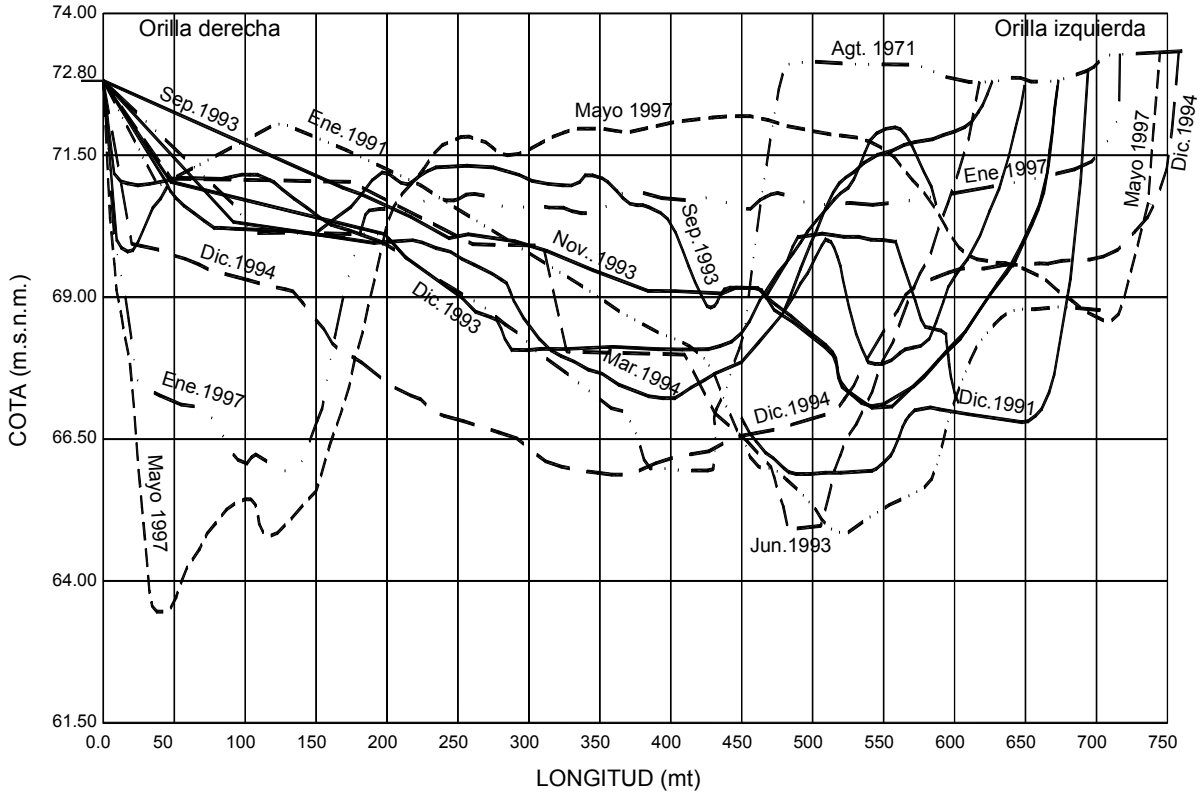


FIGURA 3.16 Movimiento del thalweg con el tiempo en el río Magdalena frente a Barrancabermeja (Colombia).

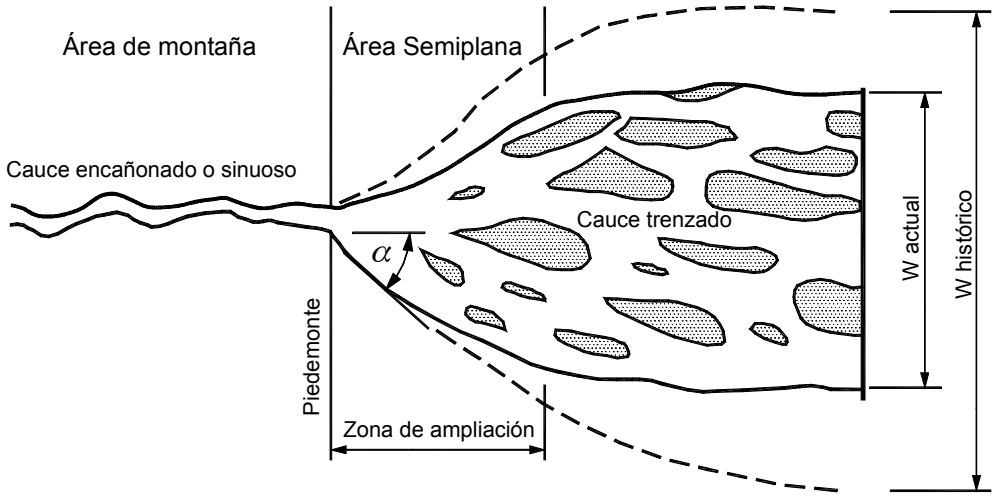


FIGURA 3.17 Representación esquemática de la formación de trenzado en sitios de Piedemonte.

Los meandros tratan de moverse modificando el sistema de trenzas. Estos cambios son afectados por los cambios en los volúmenes de sedimentos.

Ríos de Piedemonte

Cuando un río viene por un cauce encañonado de forma semirrecta, sinuosa o ligeramente trenzada y entra a una zona sin limitaciones laterales con una pendiente lateral suave, como ocurre en el Piedemonte de las cadenas montañosas; el río trata de ampliarse, su velocidad disminuye y la carga sólida tiende a sedimentarse. Aguas abajo de la garganta sobre la zona de menor pendiente se forma un cauce trenzado (Figura 3.17). Los sitios de Piedemonte son extraordinariamente inestables por la gran capacidad de sedimentación debida al cambio brusco de morfología.

3.4.8 CANALES ANARAMIFICADOS

En un cauce anaramificado o anastomosado se forman varios cauces principales dentro del cauce principal. La anaramificación se puede tomar como una variación del trenzado donde se forman varios cauces prácticamente independientes.

El cauce anaramificado se diferencia del trenzado porque el flujo está divido por islas relativamente grandes y algunas veces por barras que son largas con relación al ancho del cauce. Cada canal es distinto y algo permanente con sus riberas independientes; en cambio en los cauces trenzados, las trenzas se mueven y las riberas son los bordes del cauce ancho.

La anaramificación puede deberse a la consolidación de las islas de cauces trenzados. Al aumentar el caudal con islas consolidadas, se aumenta la profundidad de los canales principales para acomodar el aumento de flujo.

3.4.9 CORRIENTES DE ALTA MONTAÑA (TORRENTES)

En las zonas montañosas de los ambientes tropicales las quebradas o corrientes de agua poseen cauces de muy alta pendiente, alta rugosidad del fondo y gran capacidad de transporte de sedimentos. Los materiales del fondo son generalmente partículas gruesas, grandes bloques o cantos de roca, gravas y arenas. Los caudales de estos torrentes son generalmente muy variables, con un caudal mínimo muy pequeño o inexistente, pero con avenidas ocasionales de caudal muy alto y tiempo de duración relativamente corto. En el momento de las grandes avenidas desarrollan grandes velocidades y turbulencia de fondo con capacidad para transportar materiales de gran diámetro. Los cauces en forma de V, comúnmente están en proceso de profundización permanente.

Los cauces de alta montaña presentan entre otros los siguientes elementos que dificultan el análisis:

- El flujo en canales demasiado rugosos no incluye efectos de viscosidad por lo tanto el número de Reynolds no es aplicable.

- Las rugosidades de estos cauces son muy superiores a las máximas analizadas con los criterios de la hidráulica tradicional.
- Los bordes de los canales son difíciles de definir ya que ellos incluyen una gran cantidad de caídas y curvas que impiden que pueda considerarse flujo uniforme sobre una cierta longitud.
- La pendiente del fondo es difícil de definir, debido a que aparecen elementos de gran escala que forma protuberancias hacia adentro del flujo.

El flujo uniforme en un canal de alta montaña solo se obtiene en un sentido promedio y por lo tanto no es comparable al fenómeno que ocurre en canales o ríos.

La regulación de ríos de montaña es bastante difícil. En épocas secas los caudales son extremadamente pequeños pero presentan en temporadas lluviosas grandes caudales repentinos con gran poder de transporte y destrucción. Más que erosión estos ríos producen denudación total de las orillas, en el momento de las grandes avenidas; por esta razón es muy difícil diseñar obras estables para la protección de las riberas, aún las estructuras sólidas y bien cimentadas presentan dificultades para resistir la acción destructora del agua.

La casi totalidad de las investigaciones hidráulicas realizadas por investigadores en todo el mundo corresponde a corrientes de agua con pendientes inferiores al 0.2%, y sin obstrucciones naturales importantes dentro del cauce. La solución de Manning no tiene en cuenta grandes pendientes ni grandes obstrucciones; Sin embargo, en los procesos de erosión en el cauce de un río en zonas de alta montaña como es el caso de los Andes, las pendientes son altas y ocurre turbulencia por obstrucciones, flujo espumoso, irregularidades, material suspendido, pérdida de energía y retardo de flujo así como altura del tirante de agua variable erráticamente.

Para tener en cuenta las mayores pendientes y con base al estudio estadístico de setenta y cinco sitios en áreas de montaña, Jarrett desarrolló una versión modificada de la ecuación de Manning:

$$Q = 3.81\ A\ R^{0.83}\ S^{0.12} \quad \text{(Jarret – 1984)}$$

$$n = 0.39\ S^{0.38}\ R^{-0.16}$$

Aún así, estas fórmulas aunque se ha encontrado representan una solución más real que la original de Manning, no existe actualmente verificación para pendientes superiores al 4%.

Abanicos aluviales

Al disminuir bruscamente la pendiente en una corriente de montaña, se produce una depositación acelerada de sedimentos formándose un cono o abanico de material depositado. En los abanicos los cauces tienden a ser trenzados o a formar cauces semiparalelos similares a los de los deltas.

Los abanicos aluviales se forman en las bocas de los cañones, cuando hay un cambio repentino de una pendiente fuerte a una pendiente menor. El material se reparte formando un abanico con una gran cantidad

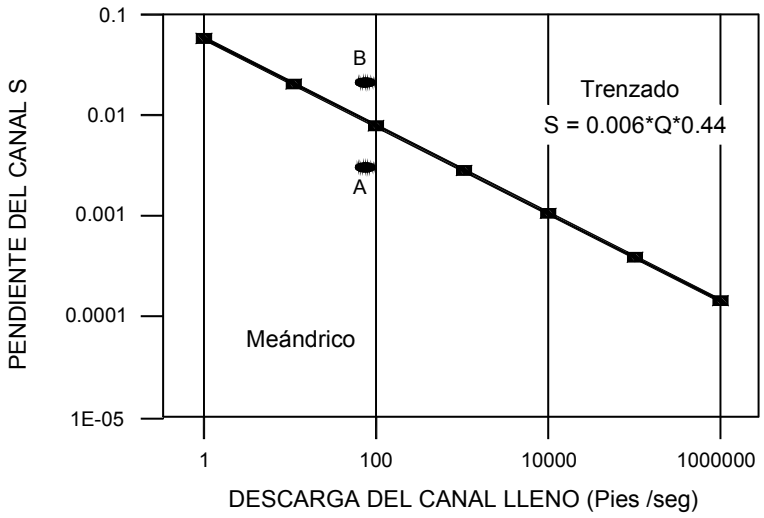


FIGURA 3.18 Formación de canales trenzados o meándricos de acuerdo a la pendiente y el caudal máximo de la corriente. (Veri-tech 1998).

de canales temporales múltiples y nunca se conoce cual canal va a utilizar el flujo, cuando ocurra una avenida. En estos casos el cruce de estructuras lineales debe hacerse en el ápice del abanico, evitando los canales múltiples.

3.4.10 DELTAS

Los deltas son formados por depósito de material aluvial en la entrega de un río al mar o a otro río. En los deltas se forman varios canales en forma similar a un cauce trenzado. Los deltas se forman porque la velocidad y la turbulencia disminuyen, obligando a la carga a sedimentarse. A medida que el material se deposita se va formando un delta desde el canal de la corriente hasta el nuevo cuerpo de agua. La longitud del canal se aumenta, y se reduce la pendiente y la velocidad.

Cuando en una corriente en su desembocadura sobre un lago, mar o sobre un río caudaloso la carga de sedimentos transportada se sumerge y sedimenta formándose un cono de depositación (Montero, 1998). Sobre ese cono conocido como delta la corriente forma cauces semiparalelos, los cuales poseen una gran movilidad lateral. Los deltas internamente son muy inestables.

3.4.11 CANALES MEÁNDRICOS

Los cauces meándricos se forman en tramos de pendiente suave, con carga principal de sedimentos finos, donde existe un equilibrio entre la erosión y la capacidad de transporte. La formación del cauce meándrico depende principalmente de los valores del caudal la pendiente y la disponibilidad de sedimentos (Figura 3.18). El fenómeno de meandros es una divagación en curvas repetidas de dirección contraria dentro de un ancho general o área de divagación. Ocurre un flujo curvilíneo helicoidal con áreas de erosión y depositación. Existen ciertas relaciones fundamentales entre el ancho del cauce, la longitud del meandro y el radio de curvatura.

Los cauces meándricos pueden ser de varias clases así:

a. Regulares

Se repite el patrón de meandro en forma homogénea. El ángulo entre el canal y el eje del valle es de menos de 90 grados.

b. Irregulares

No se presenta repetición del patrón de meandro y los diversos meandros son irregulares.

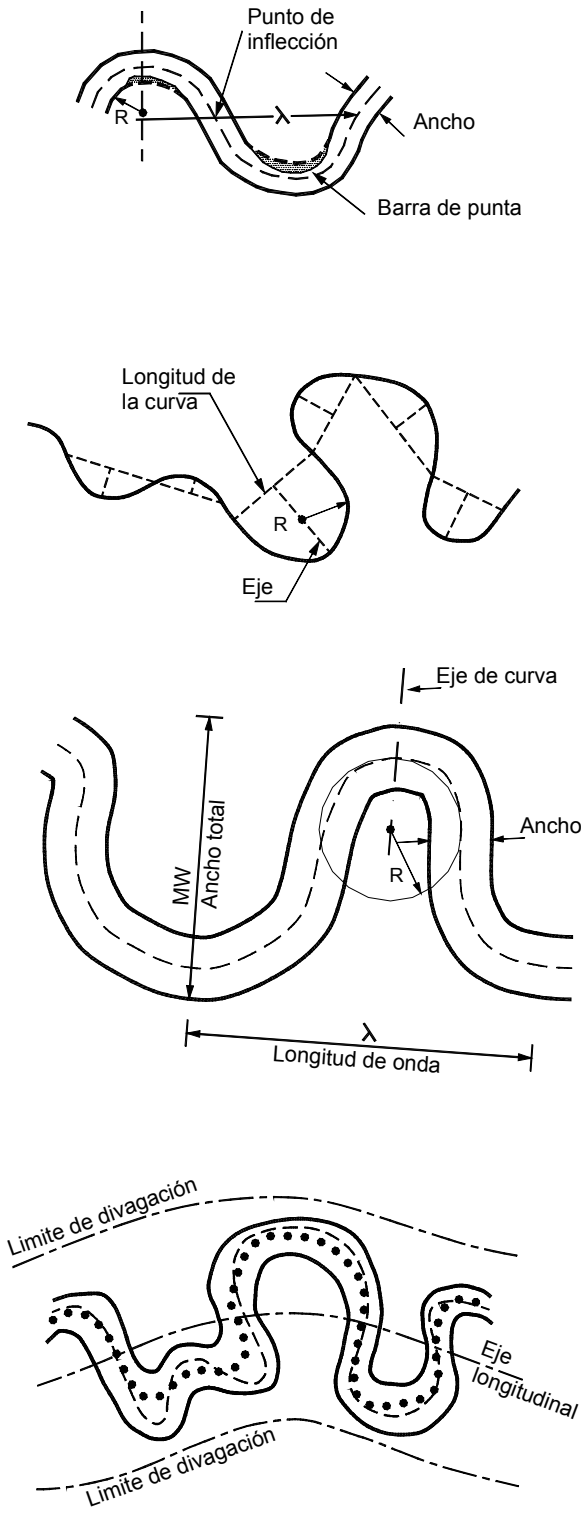


FIGURA 3.19 Parámetros geométricos de un meandro.

c. Tortuosos

Se repite aproximadamente un patrón de meandro con ángulos de más de 90 grados entre el eje del canal y la tendencia del valle. Este sistema es tal vez el más común en los ríos tropicales.

Se presentan dos direcciones fundamentales del movimiento, una hacia afuera de la curva y otro del meandro, en la dirección general del río. La erosión es comúnmente máxima en la salida de la parte curva del meandro y el movimiento es mayor en la dirección general de la corriente. Dentro de éste proceso se puede producir la estrangulación o abandono de un meandro cuando los tramos semi-rectos se unen o la corriente corta a través de la separación entre las curvas. Después de una estrangulación se produce un fenómeno rápido de erosión hasta que el proceso alcanza nuevamente su equilibrio dinámico. Se presenta en ocasiones el riesgo de «avulsión» cuando la corriente toma un cauce nuevo, abandonando un sector largo del cauce.

Geometría de los meandros

Existen varios parámetros geométricos para describir los canales de meandros regulares y entre ellos se incluyen los siguientes (Hey, 1983) (Figura 3.19):

a. Longitud de onda (λ). Longitud repetida del patrón del meandro a lo largo de la línea central del valle o eje de los meandros.

b. Amplitud (A). Ancho de la cadena del meandro medida perpendicularmente al eje.

c. Radio de curvatura (R). El radio de un círculo que define la curvatura de una curva individual medida entre dos puntos de inflexión.

d. Ángulo del arco (q). El ángulo barrido por el radio de curvatura entre dos puntos de inflexión adyacentes.

e. Longitud del meandro (L). La distancia del arco barrido por el radio de curvatura entre dos puntos de inflexión.

f. Sinuosidad (P). Relación entre la longitud total a lo largo del thalweg y la distancia en línea recta.

g. Ancho del canal (B). Ancho medido en el punto de inflexión.

h. Azimuth o rumbo. Dirección de una onda completa sinusoidal.

i. Espectro del meandro. Este mide la importancia relativa de las diferentes longitudes de onda, a lo largo de un tramo de río y puede utilizarse para identificar la longitud de onda dominante.

Se han obtenido diferentes relaciones entre las propiedades del meandro, las cuales se cumplen en la mayoría de las situaciones para meandros regulares donde no existen controles geológicos. Estas relaciones simplificadas son las siguientes (Leopold y Wolman, 1960, Leopold, Wolman y Miller, 1964, Breusers y Raudkivi, 1991):

$L \cong 11\ W$
$A \cong 3\ W$
$L \cong 4.7\ R$

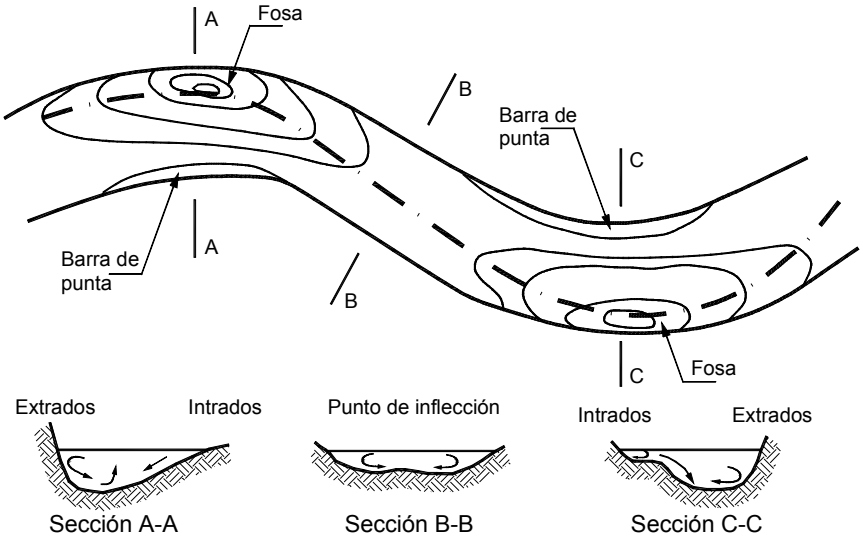


FIGURA 3.20 Esquema de formación de fosas en las curvas de un río.

$R \cong 2.4W$
$W \cong 4.8\,Q$

$MW \cong 18$ a $30\,W$

$L = 54\,Q$ máximo (L en mts, Q en m^3/seg)

La similitud en estas relaciones de un río a otro, independientemente de su tamaño demuestra que la forma de los meandros es independiente de la escala. Sin embargo, al aumentar el caudal, aumenta el ancho del canal y en esa misma forma aumentan las demás dimensiones de los meandros, aunque el patrón general permanece.

La hidráulica en los meandros guarda relación con el flujo en curvas de tuberías, donde se ha demostrado que cuando existe una relación radio de curvatura / ancho de aproximadamente 2.0 ocurre una resistencia mínima, debido a la curvatura (Bagnold-1960). De igual forma en los meandros existe una tendencia a mantener un equilibrio cuando esta relación alcanza un valor de aproximadamente 4.6. Cuando se alcanza esta relación el desarrollo lateral del meandro se mantiene en un mínimo, aunque continua la migración del meandro hacia aguas abajo (Phelps, 1983).

Se ha demostrado que la rata de erosión máxima lateral en la curva de un meandro ocurre cuando la relación entre el radio de curvatura R y el ancho del canal W está entre 2 y 4. Para valores de menos de 2 la rata de erosión disminuye fuertemente, debido a la perdida de energía en la curva. En estos casos la rata de migración lateral se reduce significativamente y puede ocurrir un corte del meandro.

Si se analiza el patrón general de forma de los meandros en una longitud representativa del río, se puede inferir la estabilidad de la corriente. Por ejemplo, un canal meándrico totalmente errático con depósitos de barras de arena, con ancho irregular tiende a ser un río muy inestable y por el contrario aquellos ríos con el canal de igual ancho y que tienen muy pocas o ninguna barra de arena, son los más estables (Lagasse y otros, 1999).

Desarrollo y migración de los meandros

El desarrollo de meandros puede explicarse como inestabilidad dinámica. En los ríos se conoce dos tipos de inestabilidad que pueden conducir a la formación de meandros:

- Inestabilidad por barras alternadas
- Inestabilidad por sinuosidad del canal.

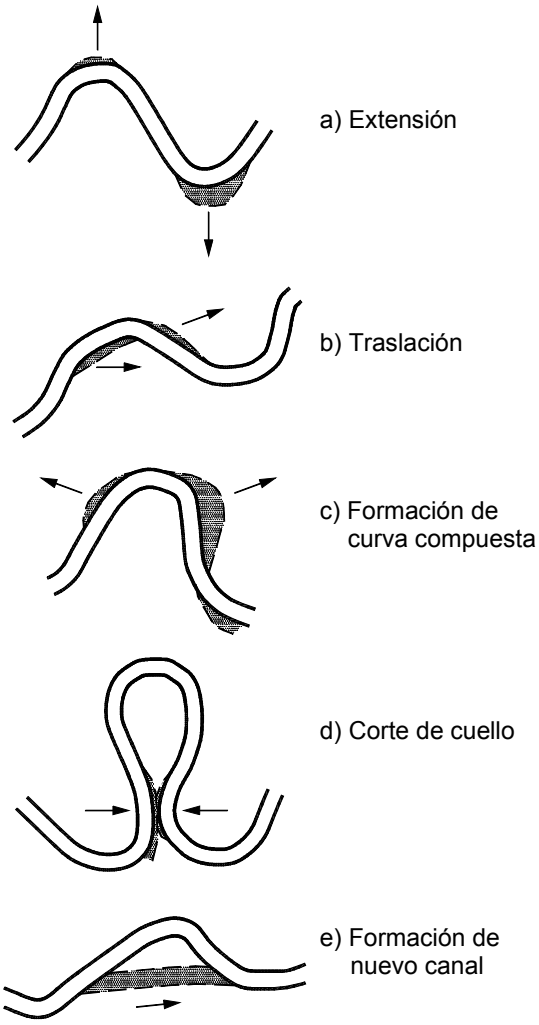


FIGURA 3.21 Modos de erosión en meandros.

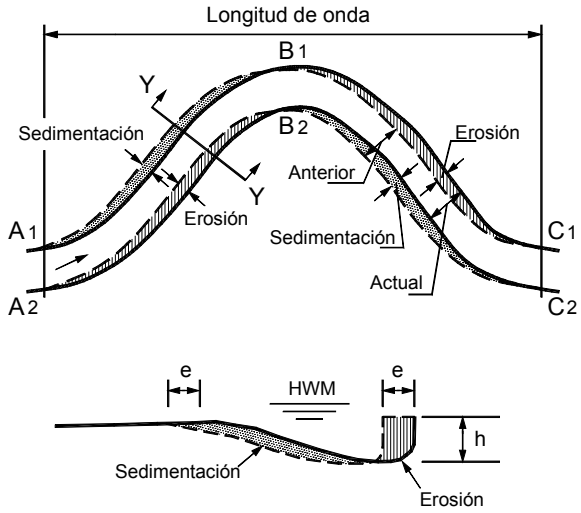


FIGURA 3.22 Migración de un meandro.

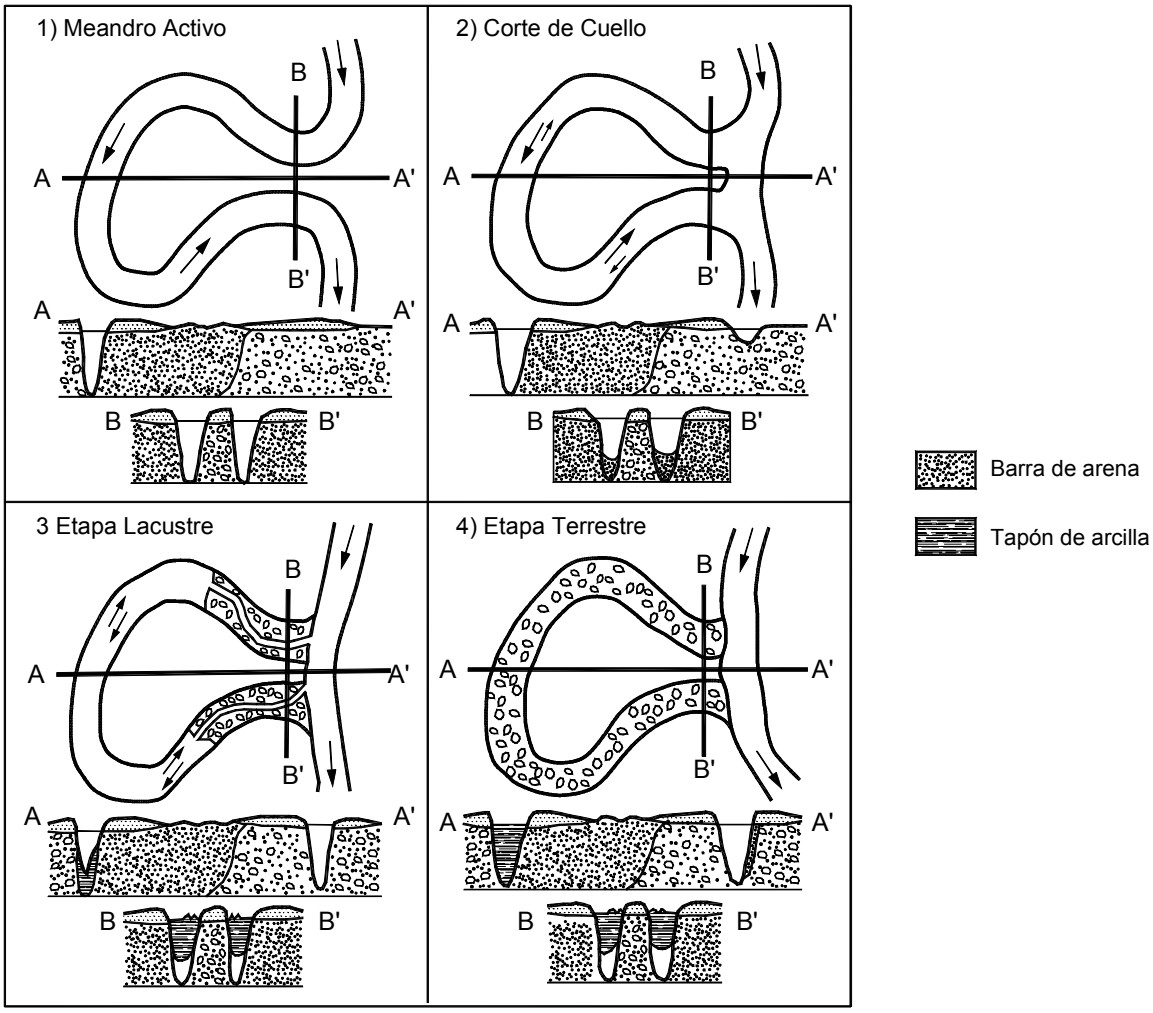


FIGURA 3.23 Etapas en el corte del cuello de un meandro (Gagliano y Howard – 1983).

La inestabilidad del fondo puede causar la formación de barras alternadas y estas barras al crecer forzan el flujo a la formación de meandros; igual situación ocurre cuando se tiene un canal aluvial sinuoso con riberas erosionables.

La sinuosidad genera una inestabilidad lateral y la formación de fosas en el extradós de las curvas (Figura 3.20).

La concentración de flujo contra la orilla opuesta a cada barra o en el extradós de la sinuosidad induce erosión lateral, la cual conduce a meanderización. La longitud de onda de los meandros está relacionada con la de las barras o sinuosidades.

La línea meándrica es de naturaleza estocástica y los patrones de los meandros pueden variar rápidamente en la dirección aguas abajo o puede variar completamente con la entrada de una corriente tributaria.

Cuando existen estructuras de cruce en ríos meándricos, necesariamente se van a afectar. Por esta razón es importante analizar el movimiento de los meandros hacia el futuro para diseñar el cruce de acuerdo a esta migración.

El movimiento de un meandro incluye varios procesos así (Figura 3.21):

a. Extensión del meandro

La velocidad mayor en el extradós de la curva facilita la erosión en la zona de mayor curvatura, generándose un movimiento lateral del meandro.

b. Traslación

El direccionamiento de la corriente en dirección de la pendiente hacia aguas abajo, ayuda a la concentración de velocidades cerca de la orilla después del punto de mayor curvatura, generándose erosión localizada junto a la orilla, la cual equivale a un movimiento general del meandro en la dirección principal de la corriente (Figura 3.22).

c. Conversión a curva compuesta

Cuando el meandro se alarga por encima de las longitudes típicas y se forman nuevos remansos y salientes a lo largo de la curva se puede iniciar un proceso de formación de dos curvas diferentes que puede terminar en la formación de dos meandros, remplazando al meandro existente.

d. Corte del cuello del meandro

El cuello del meandro puede hacerse muy angosto hasta el punto de que produzca erosión en el cuello, generándose flujo a través de este y dejando abandonado el meandro original. El corte del cuello se inicia por flujo de agua a través de la zona del cuello. Durante esta etapa se forman barras de arena en los diversos labios del meandro, restringiendo el paso de agua por el meandro antiguo. Eventualmente a medida que avanza el proceso estas barras emergen a superficie y el cuello ya se encuentra totalmente cortado (Gagliano y Howard, 1983) (Figura 3.23).

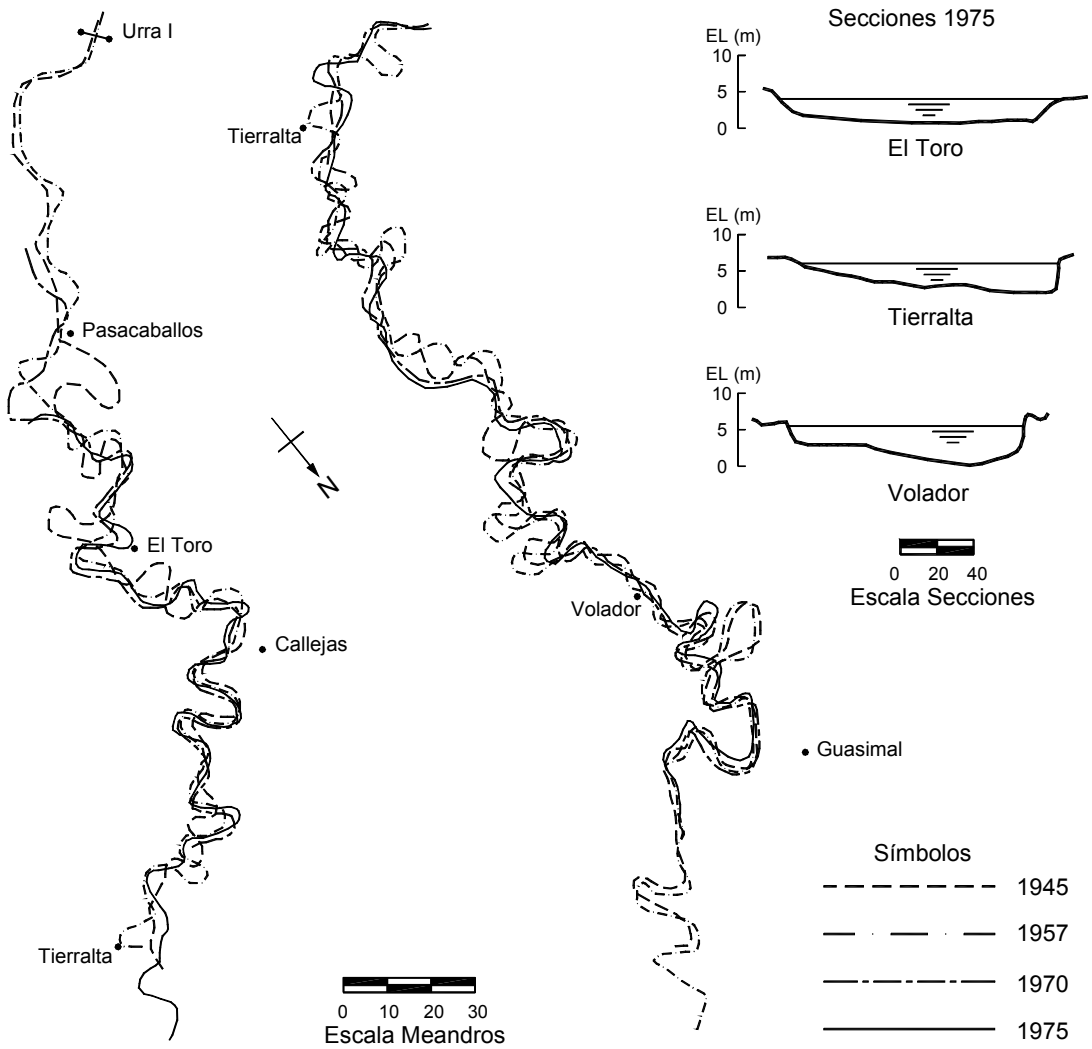


FIGURA 3.24 Evolución de los meandros del río Sinu, en Colombia 1945-1975 (Monsalve y Silva, 1983).

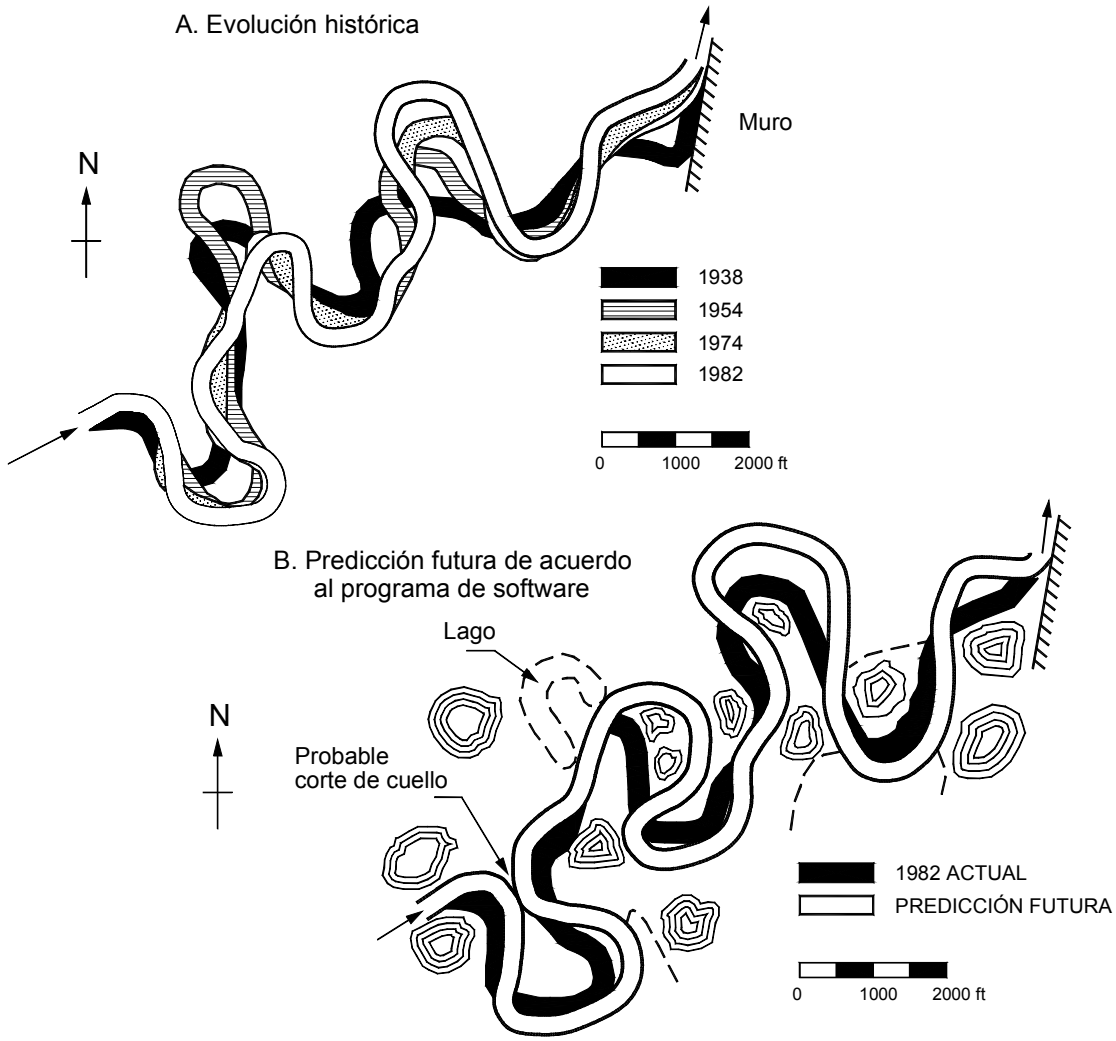


FIGURA 3.25 Evolución de un sistema de meandros y la predicción de su comportamiento futuro (Beck y otros, 1983).

e. Formación de un nuevo canal

A medida que la posibilidad de anaramificación aumenta se puede producir cortes de canales, bien sea abandonando el meandro o formándose dos canales independientes.

Dinámica de los meandros

La erosión local en un meandro sumada a las erosiones locales en cada uno de los meandros conforma un patrón general de erosión que le da una dinámica al río meándrico. La erosión y la dinámica general puede fluctuar sustancialmente con el tiempo; sin embargo, el conocimiento de la dinámica en el pasado puede servir de guía para diagnosticar la dinámica futura.

La modificación antrópica de un meandro bien sea por la construcción de obras de protección lateral o rectificación, genera inmediatamente una modificación en la dinámica general del río en la zona intervenida.

Existe una relación directa entre el avance de la erosión en los meandros y la raíz cuadrada del área de drenaje. A mayor área de drenaje y mayor caudal, el avance de los meandros es mayor (Hooke, 1980); sin embargo la pendiente del cauce es un factor determinante sobre

FOTOGRAFÍA 3.3 Profundización del cauce por deforestación de la cuenca.

FOTOGRAFÍA 3.4 Deslizamiento ocasionado por erosión lateral en un río.

la estabilidad de los meandros. Por ejemplo, Monsalve y Silva (1983) reportan en el río Sinu, en Colombia una mayor estabilidad en los meandros a medida que el río avanza hacia el mar Caribe y la corriente entra a zonas de menor pendiente, a pesar de que los caudales son mayores. La inestabilidad de los meandros es mayor en la zona de cambio de pendiente (Figura 3.24).

Se han desarrollado diversas teorías con expresiones matemáticas para predecir la migración de los meandros (Crosato, 1990); Igualmente existen programas de computador para predecir el comportamiento futuro de un sistema de meandros, con base en la información histórica de los mismos (Beck y otros, 1983) (Figura 3.25).

3.5 EFECTOS DE LA GEOLOGÍA SOBRE LA MORFOLOGÍA FLUVIAL

Uno de los factores que más afecta la morfología fluvial es la geología y en especial la litología, la estructura y la tectónica.

La litología controla en muchos casos los anchos y profundidades de los canales y la tectónica afecta en forma determinante el alineamiento del río.

Afloramientos de roca

En las zonas de alta montaña, los cauces semirrectos o sinuosos son generalmente controlados en su totalidad por los afloramientos de roca, los cuales actúan como barreras que impiden la divagación y profundización del cauce. En las áreas donde aparecen afloramientos de roca y al mismo tiempo valles de depósitos aluviales, cuando el río se acerca a un afloramiento rocoso se genera un punto de control que actúa como direccionador de la corriente, generándose una modificación en el alineamiento del río.

De esta manera la forma del cauce sufre modificaciones bruscas de su forma en planta cada vez que este es controlado por un afloramiento de roca. La presencia de roca en el fondo del cauce impide la profundización y en el momento de las grandes crecientes al no poder socavar, el río trata de erosionar las orillas, produciéndose ampliación lateral del cauce.

Tectónica

La tectónica actúa como un elemento que genera una gran discontinuidad dentro del patrón litológico. Los ríos tratan de alinearse a lo largo de las fallas geológicas principales que actúan como grandes líneas de debilidad.

De igual forma la neotectónica por sus movimientos recientes puede controlar el comportamiento del río (Watson y otros, 1983), lo cual puede ocurrir en cauces aluviales donde movimientos Neo-tectónicos pueden modificar el alineamiento de un río. Los cambios bruscos de alineamiento de las corrientes comúnmente están relacionados con fallas o fracturas geológicas o cambios de litología.

Producción de sedimentos

La cantidad y características de los sedimentos dependen principalmente de la geología; especialmente de la litología, estructura y meteorización. Algunos materiales como las rocas metamórficas meteorizadas son especialmente productoras de sedimentos, mientras otras como las areniscas sanas producen muy pocos sedimentos. Las rocas fracturadas poco meteorizadas permiten la formación de cauces con bloques de gran tamaño. Las arcillolitas y calizas facilitan la producción de arcillas y limos.

Erodabilidad de los materiales

Los ríos sobre materiales erosionables tienden a ser más sensitivos que los que se encuentran sobre materiales muy resistentes a la erosión. Generalmente, los materiales depositados recientemente presentan mayor erosionabilidad que los materiales antiguos. Cada formación geológica o manto de roca o suelo presenta condiciones diferentes de erosionabilidad, lo cual equivale a una dinámica diferente de los ríos o corrientes al pasar por materiales diferentes.

3.6 DINÁMICA FLUVIAL

Aunque las corrientes de agua obedecen a leyes físicas o mecánicas relativamente bien conocidas, no ha sido posible plantear ecuaciones matemáticas que permitan predecir con cierto grado de confiabilidad la morfología del cauce ante determinadas situaciones hidrológicas o antrópicas. Como se trata de un movimiento simultáneo de agua y sedimentos sobre un cauce deformable, existen demasiadas variables para permitir un modelamiento preciso. Esto obliga a considerar en la mayoría de los proyectos de ingeniería de hidráulica fluvial, un cierto grado de incertidumbre sobre la respuesta del río a lo proyectado y se recomienda diseñar proyectos que permitan al cauce cierto grado de libertad para su propio reajuste o equilibrio interno.

Extrapolación de un sitio a otro

Los ríos son elementos dinámicos muy complejos y su comportamiento puede ser muy diferente en situaciones aparentemente similares, por lo tanto la extrapolación de un sitio a otro no es recomendable. Ligeras variaciones en las características del cauce, régimen de caudales, sedimentos o morfología pueden inducir comportamientos muy diferentes. Schumm (1983) explica la dificultad para extrapolar con base en los siguientes problemas:

a. *Escala.* De acuerdo a la escala o tamaño del espacio o del tiempo que se considere, los resultados de un análisis son diferentes. Por ejemplo, si tomamos un tiempo de 100 años el comportamiento del río es completamente diferente, a sí analizamos solamente 10 años. Generalmente, no se tiene información suficiente para poder predecir comportamientos a largo plazo. Adicionalmente, si se analiza un tramo muy corto de longitud de río se obtienen resultados muy diferentes a los que se obtienen analizando tramos largos.

b. *Medio circundante.* Aún los más pequeños detalles pueden ocasionar modificaciones importantes en el comportamiento del río.

c. *Convergencia de los procesos.* Procesos muy diferentes pueden causar efectos similares. Esto dificulta encontrar la causa de un problema.

d. *Divergencia de los procesos.* Procesos similares pueden producir efectos diferentes, lo cual genera incertidumbre sobre los resultados de un proceso.

e. *Singularidad de cada corriente.* No existen dos corrientes iguales. Es muy difícil extrapolar de una corriente a otra.

f. *Sensitividad.* Cada río responde diferentemente a un cambio en sus condiciones. Hay ríos muy sensitivos a los cambios e intervenciones.

g. *Complejidad.* Las variables que interactúan son muchas y muy difíciles de evaluar. El modelamiento es muy complejo.

Variación del flujo

En un río varían permanentemente la sección transversal, el talud, el fondo y la rugosidad, lo cual genera cambios en las condiciones del flujo. La geometría del río no es fija sino variable. Además, los ríos aluviales muestran un cambio significativo de movilidad del fondo y las orillas especialmente durante y después de las avenidas. Los aumentos de caudal producen cambios momentáneos de la sección. Esto produce un cambio en las condiciones del flujo.

Cambio de morfología por modificación de la carga de sedimentos

Cuando el río sufre una modificación en la carga de sedimentos se puede producir un cambio en la morfología. Un aumento brusco de la carga de sedimentos, debido a la ocurrencia de deslizamientos de tierra o devastaciones de gran magnitud por acción de eventos sísmicos o volcánicos puede generar que un cauce meándrico se convierta en trenzado, aumentándose su inestabilidad. De igual forma, la extracción de materiales en un cauce trenzado puede causar meandrificación de la corriente. La construcción de una represa es quizás el caso más común de modificación sustancial del régimen de sedimentos y consiguiente alteración de la morfología del río. Las represas impiden el paso de sedimentos y generan procesos acelerados de erosión.

3.6.1 EFECTOS DE LA INTERVENCIÓN ANTROPICA

Las modificaciones en los caudales y carga de los sedimentos por la deforestación y las prácticas de cultivos representan alteraciones importantes en el régimen del río, ocasionando modificaciones en la morfología de la corriente. Por ejemplo, es común al deforestar que se disminuya la sinuosidad del río y ocurra profundización acelerada, dependiendo de la sensitividad de la corriente. La deforestación además, aumenta la carga de sedimentos.

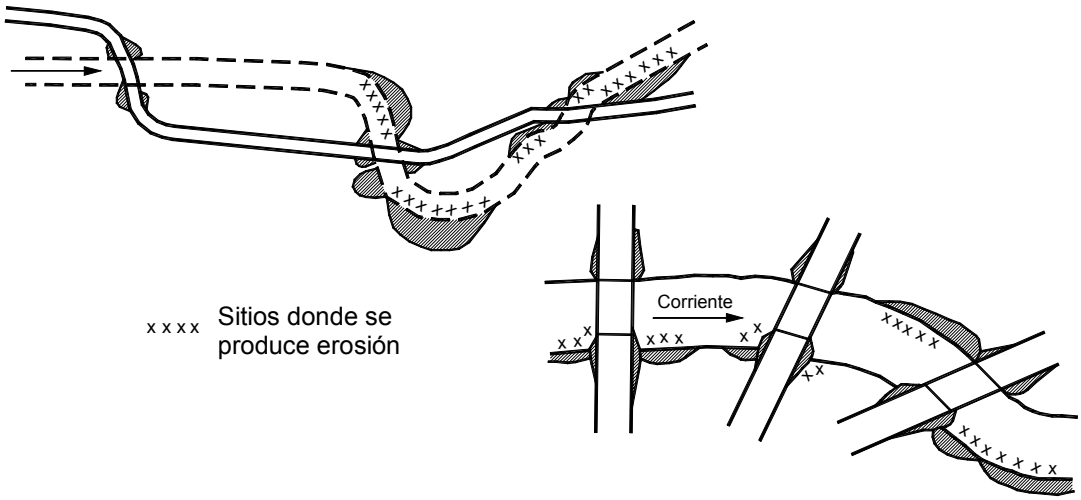


FIGURA 3.26 Sitios en los cuales se produce erosión lateral por la construcción de puentes.

La construcción de obras laterales de protección produce direccionamiento de la corriente hacia aguas abajo, la construcción de puentes produce represamiento del río hacia aguas arriba y direccionamiento hacia aguas abajo.

Los cambios climáticos relacionados con alteraciones ambientales globales están alterando en forma importante la hidrología de los ríos y por ende su morfología. La mayoría de los problemas de las corrientes de agua son causados directa e indirectamente por el hombre.

Construcción de puentes

Uno de los elementos antrópicos que más efectos tiene sobre la erosión y la dinámica fluvial es la construcción de puentes contrayendo la sección de la corriente de agua. El puente genera represamiento del flujo y redireccionamiento de la corriente generando erosión tanto aguas arriba como aguas abajo (Figura 3.26).

La construcción de un puente genera un direccionamiento del flujo hacia aguas abajo, modificando la hidráulica local sustancialmente. Grissinger y Murphey (1983) reportan un caso en el cual la construcción de un puente modificó la sinuosidad del canal hacia aguas abajo desde 1.22 en el año 1944, a 1.38 en el año 1977 (Figura 3.27). El efecto del puente tuvo repercusiones hasta el siguiente control geológico, aproximadamente un kilómetro aguas abajo.

Los cruces de vías u obras lineales superficiales sobre las corrientes o ríos necesariamente equivalen a un cambio en las condiciones de la corriente y en algunos casos se produce modificaciones que conducen a problemas de erosión. El hombre puede forzar un río hacia una condición no natural pero el río intentará nuevamente volver a su condición natural. Entre más fuerte es la modificación, mayor es la reacción del río. El trabajo de controlar un río es más fácil si no se trata de forzarlo (Przedwojski, 1995).

Los cruces de puentes deben proyectarse en tramos semi-rectos evitando los meandros y cauces trenzados. Los cruces deben hacerse en alineamiento a 90º con la dirección del flujo en el momento de una avenida; y la luz del puente debe ser tal, que afecte los menos posible la sección del cauce.

Debe evitarse los terraplenes altos junto al puente que pueden actuar como represas, si ocurre inundación y producir catástrofes por la limitación de la sección disponible para el paso de la corriente. Los puentes junto a asentamientos humanos son trampas mortales sino se es generoso en la luz y sección del cauce en el puente.

Las secciones deben diseñarse teniendo en cuenta que los sedimentos son un porcentaje importante del caudal y que la concentración de sedimentos aumenta considerablemente la rugosidad del canal (ver flujos hiperconcentrados capítulo 5). Es una práctica peligrosa de ingeniería diseñar los puentes para que pase solamente el “agua pura”.

Efectos de la reconstrucción de una corriente

Al rectificar una corriente se induce una pendiente mayor del cauce, aumentando la velocidad y la erosión. El cauce se profundiza en forma acumulativa de abajo hacia arriba, se inestabiliza los taludes, el río tiende a trenzarse, ampliando su cauce y produce

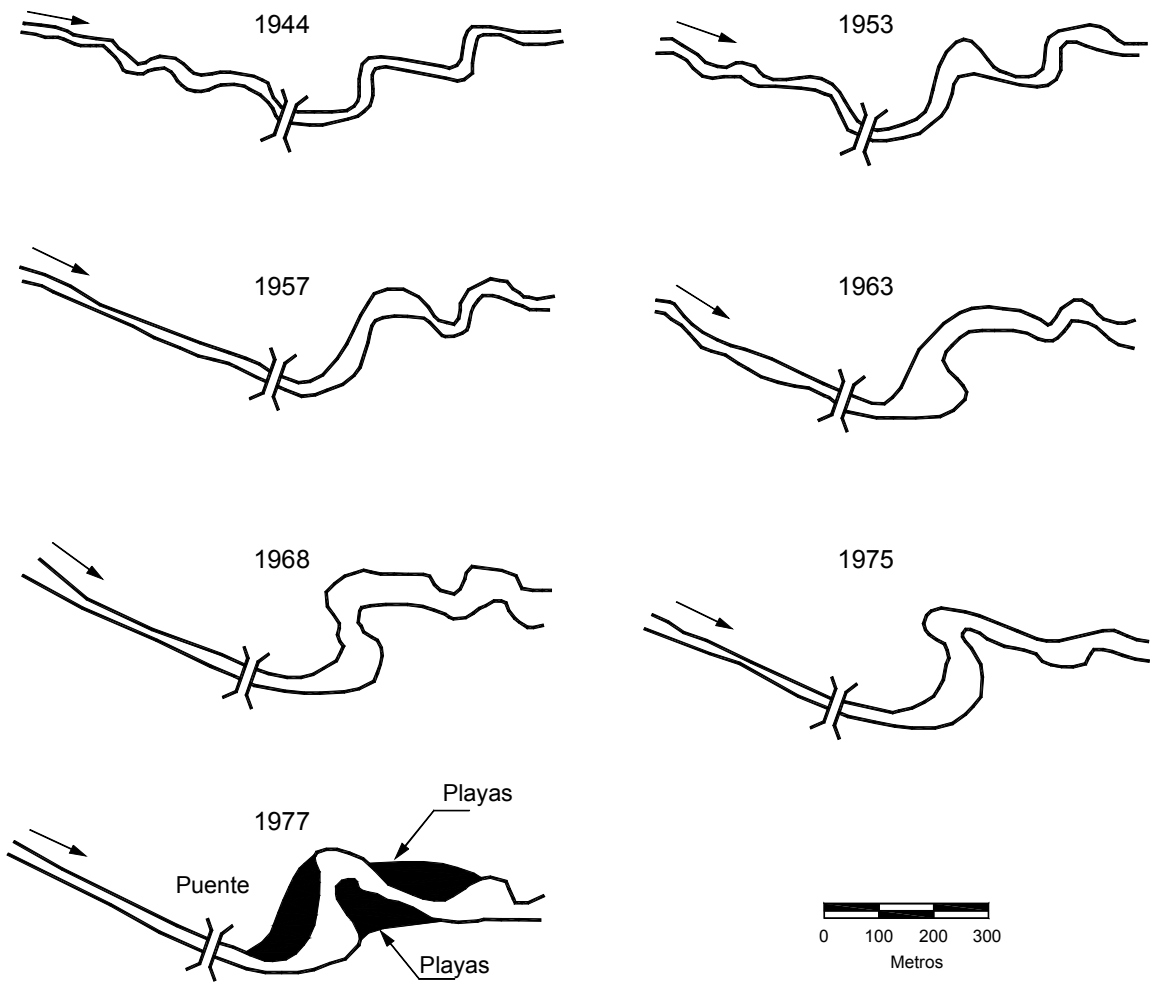


FIGURA 3.27 Aumento de la sinuosidad de un río aguas abajo de un puente (Grissinger y Murphey, 1983).

socavación en los estribos y pilas de los puentes. Además, se aumenta la rata de transporte de sedimentos creando problemas de sedimentación y de meanderización aguas abajo de la rectificación.

Efectos de la construcción de una represa

Al construirse una represa se disminuye el aporte de sedimentos degradándose el río aguas abajo, el cual cambia de forma, se produce socavación por erosión no recuperable y puede generarse inestabilidad lateral de las laderas. El canal se profundiza en forma similar a como ocurre en una rectificación; en forma progresiva hacia arriba, llegando incluso a poner en peligro la estabilidad de la represa (Figura 3.28).

Equilibrio y desequilibrio

En un río hay un intercambio continuo de partículas de sedimentos entre el fondo del canal y el flujo. Si la cantidad de sedimentos extraída del fondo del canal es igual a la cantidad depositada en un determinado sitio del río, se dice que el río está en equilibrio. En el caso de que la sedimentación no sea igual al volumen de sedimentos arrastrados se dice que existe un desequilibrio.

Si se produce un cambio en el canal la corriente se desequilibra e inicia un proceso buscando un nuevo equilibrio.

Las nuevas características del canal en equilibrio (forma del canal, tamaño, profundidad, pendiente, tamaño de los sedimentos del fondo) pueden ser muy diferentes a las características originales del canal.

Sensitividad

Los ríos responden diferentemente a las acciones antrópicas o naturales. Algunos ríos son muy sensitivos, lo cual equivale a que cualquier modificación en las características del cauce, caudales o sedimentos genera problemas de erosión importantes. Otros ríos por el contrario son insensitivos o sea que la reacción es insignificante (Schumm, 1983).

3.6.2 TIPOS DE INESTABILIDAD

Profundización del cauce

Al aumentar el caudal aumenta la velocidad y por lo tanto, aumenta la fuerza abrasiva de la corriente así como el tamaño de los sedimentos o fragmentos de roca que pueden ser transportados. El resultado es una profundización del fondo del canal.

Al disminuir la velocidad se pueden depositar por sedimentación materiales transportados desde aguas arriba de la corriente. Si la erosión es mayor que la sedimentación se produce degradación del fondo y si

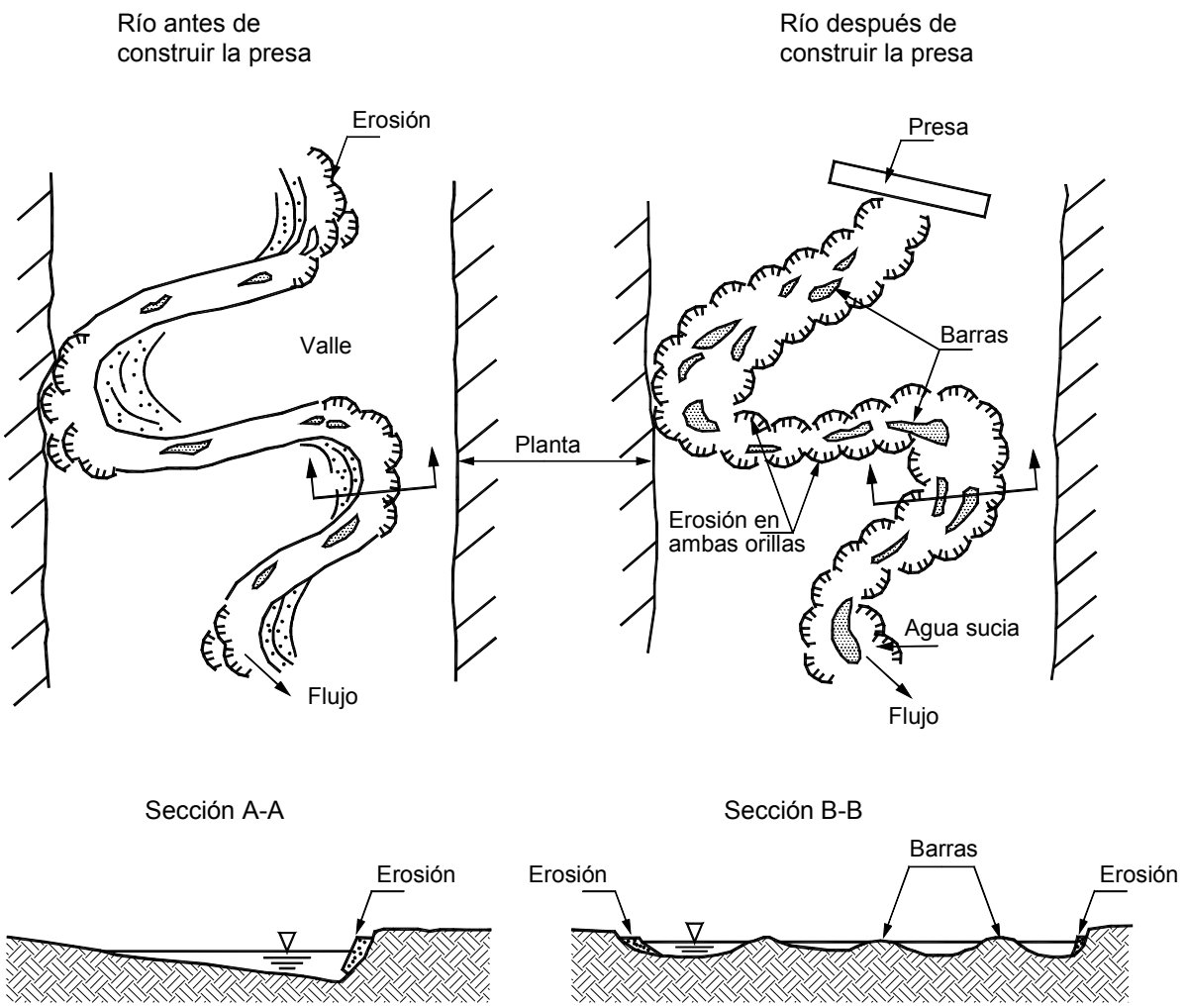


FIGURA 3.28 Cambios geomorfológicos aguas abajo de una represa (Rahn, 1977).

la sedimentación es mayor se produce agradación. La ocurrencia de algunos de estos procesos depende de las características del flujo, pendiente del canal, sección transversal, pero sobre todo de la producción de sedimentos y proceso de denudación de la cuenca. La agradación generalmente está acompañada de un proceso de erosión lateral o ampliación del cauce.

La corriente de agua puede producir una profundización del cauce cuando existe un desequilibrio entre la capacidad de erosión y transporte de la corriente y el suministro de carga sólida. Al ocurrir este desequilibrio las aguas tratan de tomar sedimentos del propio lecho del río, produciendo una erosión de fondo. La erosión del fondo del río ocurre cuando la fuerza de la corriente supera la resistencia a la erosión de los materiales del fondo. El Thalweg se puede profundizar en forma temporal para volver a recuperar su posición inicial o puede producirse profundización permanente (Figura 3.29).

Causas de la profundización del cauce

Algunas de las causas que desencadenan procesos de profundización de cauces son los siguientes:

a. Cambios climáticos

b. Aumento de los caudales pico por cambio del uso del suelo (deforestación o urbanización)

c. Descenso del nivel de base por explotación de materiales

d. Aumento del pendiente por obras de canalización

e. Disminución de la carga sólida aguas arriba de la corriente

f. Estrechamiento del cauce por construcción de muros o protecciones laterales, puentes, etc.

g. Inestabilidad natural del cauce por procesos de evolución geomorfológica.

La canalización o rectificación de los ríos, el cambio de uso del suelo y la explotación de materiales son tal vez las causas que más han provocado profundización de los cauces.

La profundización del cauce genera un desnivel mayor en la altura de la orilla hasta que se supera el límite de estabilidad de los taludes y estos fallan, provocando el ensanchamiento del cauce.

Inestabilidad lateral

La inestabilidad lateral de los cauces puede deberse a la profundización de los mismos o a un proceso de dinámica morfológica de la corriente. La dinámica natural de la corriente genera modificaciones tanto en la planta como en la sección de las corrientes, de acuerdo a los procesos que se explicaron anteriormente en el presente capítulo.

Adicionalmente a la inestabilidad dinámica propia del río pueden ocurrir deslizamientos de los taludes por inestabilidad geotécnica de los mismos o erosión por las corrientes de escorrentía que fluyen hacia el río.

El proceso de inestabilidad lateral de una corriente depende de sus características hidráulicas, morfológicas, y de sedimentos así como de la geología, la vegetación y el uso del suelo de las orillas.

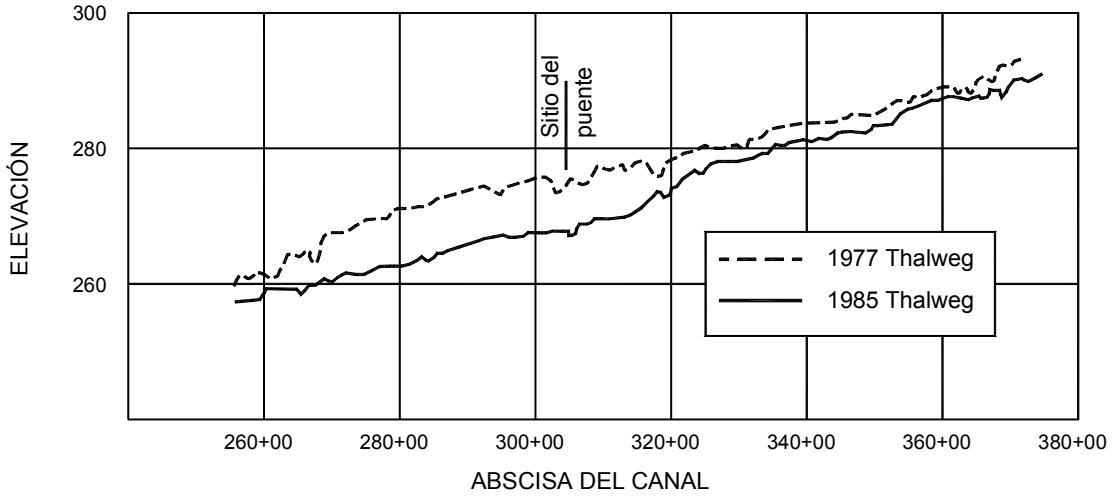


FIGURA 3.29 Esquema de un caso de profundización del Thalweg con el tiempo (Veri-tech, 1998).

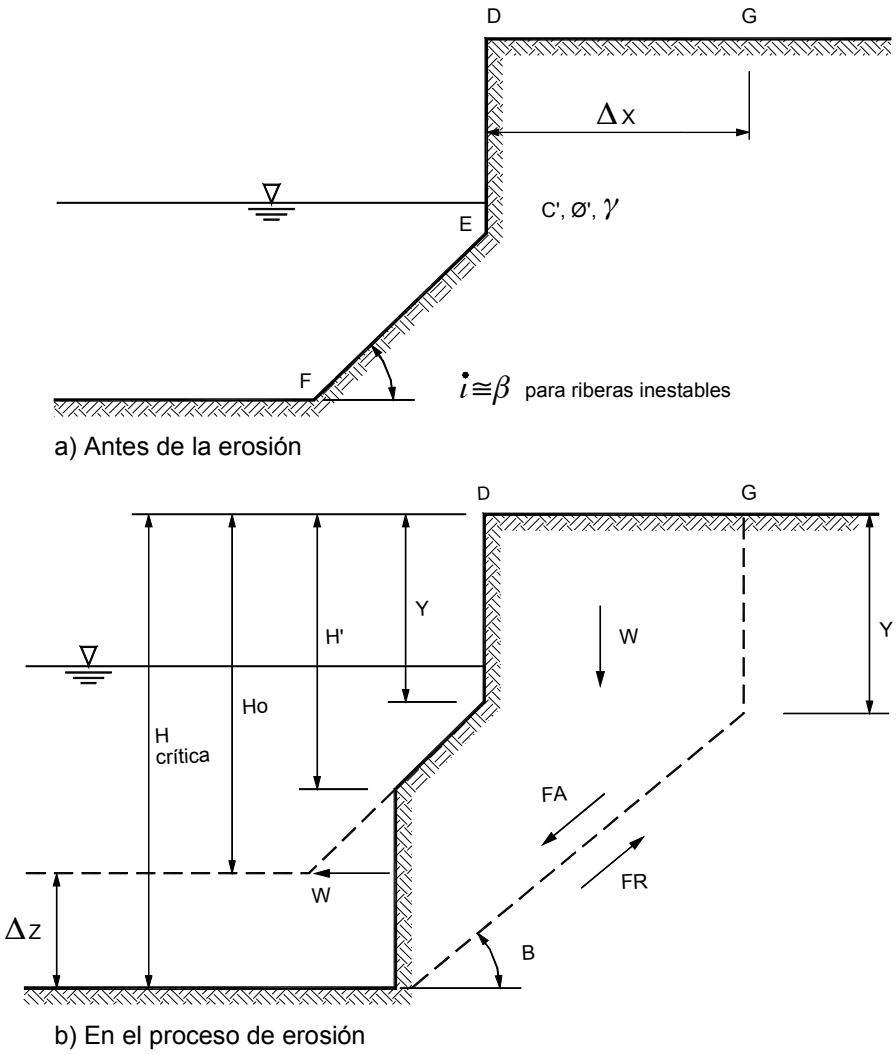


FIGURA 3.30 Representación esquemática de la falla de los taludes de una orilla por profundización del cauce (Osman, 1988).

En la orilla de un río la componente del peso de la partícula hacia abajo del talud combinada con la fuerza de tracción del agua produce una resultante R como se indicó en la figura 3.6. Esta resultante es generalmente superior a la fuerza en las zonas planas del cauce, debido a la importancia del peso.

El resultado es una profundización del cauce pudiéndose producir inestabilidad y falla de los taludes laterales (Figura 3.30). Un fenómeno muy común de erosión en las riberas de los ríos es la erosión interna debida a los ascensos y descensos de los niveles del río. Al bajar el nivel del río se produce un movimiento de agua subterránea desde el suelo del talud de la orilla hacia la corriente. Este movimiento puede generar el transporte de partículas, la socavación y el colapso generándose deslizamientos de bloques de talud, aún a velocidades muy bajas de la corriente.

Un resultado típico de esto, es la formación de una topografía en gradas del talud de la orilla, las capas de suelos limosos y arenosos se erosionan mucho más fácilmente que las de suelos más cohesivos (Figura 3.31).

La extensión de esta erosión depende de la duración del evento de nivel de aguas altas y de la rapidez del descenso de los niveles de la corriente, de la inclinación de los mantos y de la textura de los materiales.

Esfuerzos hidráulicos sobre la orilla

El agua en movimiento ejerce esfuerzos hidráulicos sobre el fondo del cauce y sobre la orilla. Los esfuerzos hidráulicos pueden dividirse entre los inducidos por la fuerza de la corriente y los inducidos por el oleaje.

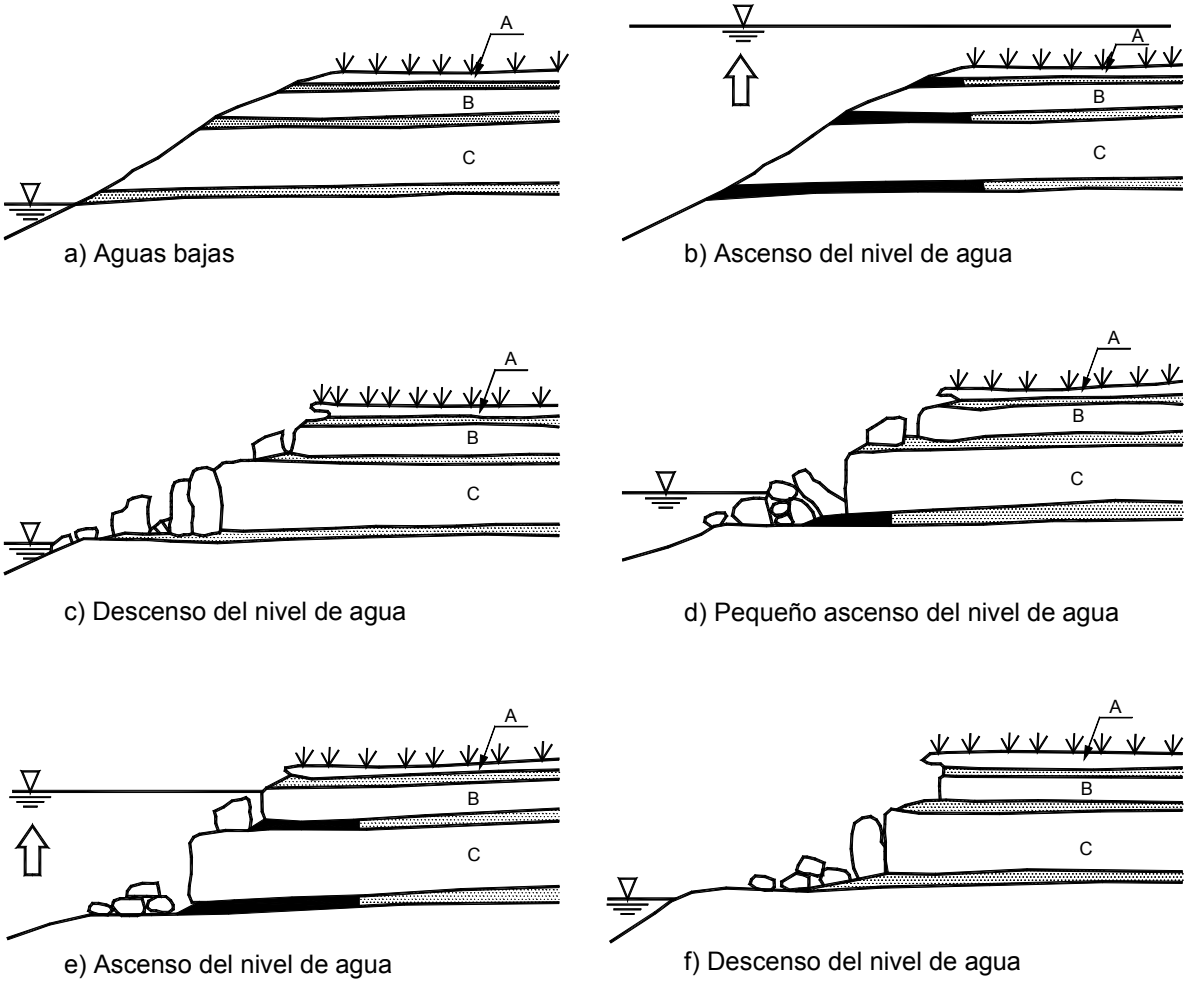


FIGURA 3.31 Proceso de erosión de la orilla por el descenso del nivel de agua (Hagerty, 1998).

Las corrientes ejercen fuerzas normales de chorro y fuerzas de cortante paralelas a la superficie. Si estas fuerzas son lo suficientemente grandes para vencer la resistencia del material de la superficie producen el desprendimiento de los materiales y su transporte, representando una amenaza para la estabilidad del cauce y de las estructuras colocadas dentro de él o en las orillas.

Las olas son variaciones del nivel de la superficie del agua, producidas por el viento, embarcaciones, etc. , las cuales pueden actuar directamente sobre la superficie, generando esfuerzos hidráulicos o indirectamente induciendo gradientes hidráulicos internos de la masa del suelo subsuperficial. Esta última carga es especialmente peligrosa para la estabilidad de la orilla cuando ocurre abatimiento rápido del nivel del agua.

Las fuerzas de impacto generadas por las ondas que rompen contra la superficie pueden causar licuación de los suelos granulares o pueden generar fatiga e inestabilidad interna de las capas superficiales o las estructuras de protección.

Adicionalmente estas cargas generan una fuerza de levantamiento de los elementos de protección, colocados junto a la orilla.

Ondas producidas por el viento

Las ondas producidas por el viento así como las ondas generadas por el paso de embarcaciones en un río pueden causar erosión en los taludes de las riberas. Las ondas se definen por medio de los siguientes términos:

- Altura de onda H
- Período de onda T
- Velocidad de propagación (c)
- Longitud de onda L

Los principales factores que afectan las ondas producidas por el viento son:

- Velocidad del viento V_v
- Duración del viento (t)
- Longitud del fetch F
- Profundidad del agua (h)

En aguas de poca profundidad se forma menos oleaje. Un cauce de agua se considera profundo cuando h > 0.5 L (Kisielov, 1972). Debe tenerse en cuenta que los problemas de ondas en ríos ocurren generalmente, en ríos profundos.

La velocidad del viento V_w se mide por convención 10 metros por encima de la superficie del agua.

La altura de la onda H_0 se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$Ho = 6x10^{-4} V_v^{1.1} F^{0.45}$$

Ascenso de la onda sobre la ribera

Adicionalmente a la altura de la onda se requiere definir la altura de ascenso de esta onda hacia arriba de la ribera. Esta altura depende de la altura de la onda, su periodo, en ángulo de inclinación de la orilla y las características de los materiales y rugosidad de la superficie.

Para ondas no muy altas la altura de ascenso R está dado por la siguiente expresión:

$$R = C.H_o$$

Donde C = Factor de corrección debida al material de la orilla (Tabla 3.11).

Erosión debida a las embarcaciones

Los efectos de las embarcaciones sobre las corrientes pueden subdividirse en olas y en corrientes de flujo. Su ocurrencia y magnitud dependen del tipo de embarcación y su velocidad, así como de los parámetros de navegación del canal y sus características hidráulicas. La recurrencia de las cargas inducidas por las embarcaciones depende principalmente de la intensidad del tránsito.

TABLA 3.11 Valores del factor C para determinar altura de ascenso de la ola en ríos (AASHTO,1999)

Material de la superficie	Coeficiente C
Concreto	1.0
Adoquines de concreto	0.5 a 0.9
Vegetación	0.85 a 0.90
Enrocado anguloso	0.60
Enrocado redondeado	0.70
Gaviones	0.80

La velocidad de la embarcación es uno de los factores más importantes. La velocidad depende principalmente de la geometría de la embarcación y el método de propulsión; sin embargo para todos los barcos existe una máxima velocidad independientemente del poder de propulsión. Generalmente las velocidades de las embarcaciones son conocidas.

Una embarcación que se mueve a una determinada velocidad induce una onda frontal A. A lo largo de la embarcación ocurre una corriente opuesta E que se llama corriente de retorno. Su velocidad afecta el nivel del agua alrededor de la embarcación. De acuerdo al teorema de Bernoulli entre mayor sea la velocidad de la corriente de retorno, el nivel de agua es más bajo contiguo a la embarcación. Adicionalmente se presentan otra serie de ondas secundarias F e interferencias entre ellas y una corriente espiral H. La corriente espiral es un jet de alta velocidad, generado por el impulsor de la embarcación. Esta corriente puede producir erosión severa en aguas bajas o cuando esta es dirigida hacia la orilla.

Durante la acción de las olas u ondas (figura 3.32), se producen fuerzas hidráulicas sobre la orilla, debidas al movimiento oscilatorio del agua. Estas fuerzas dependen principalmente del tipo de ondas. La acción de las ondas es particularmente severa en aguas bajas, en condiciones cercanas al rompimiento de la onda. Los factores decisivos son la altura de la onda, su periodo y la longitud de onda.

Erosión en las curvas

Las fuerzas de fricción hidráulica son mayores en el extradós de las curvas por la ocurrencia de corrientes secundarias y por una concentración de velocidades más altas hacia la parte exterior de la curva. Por esta razón los ríos presentan una tendencia natural a erosionar la ribera cóncava o exterior de las curvas.

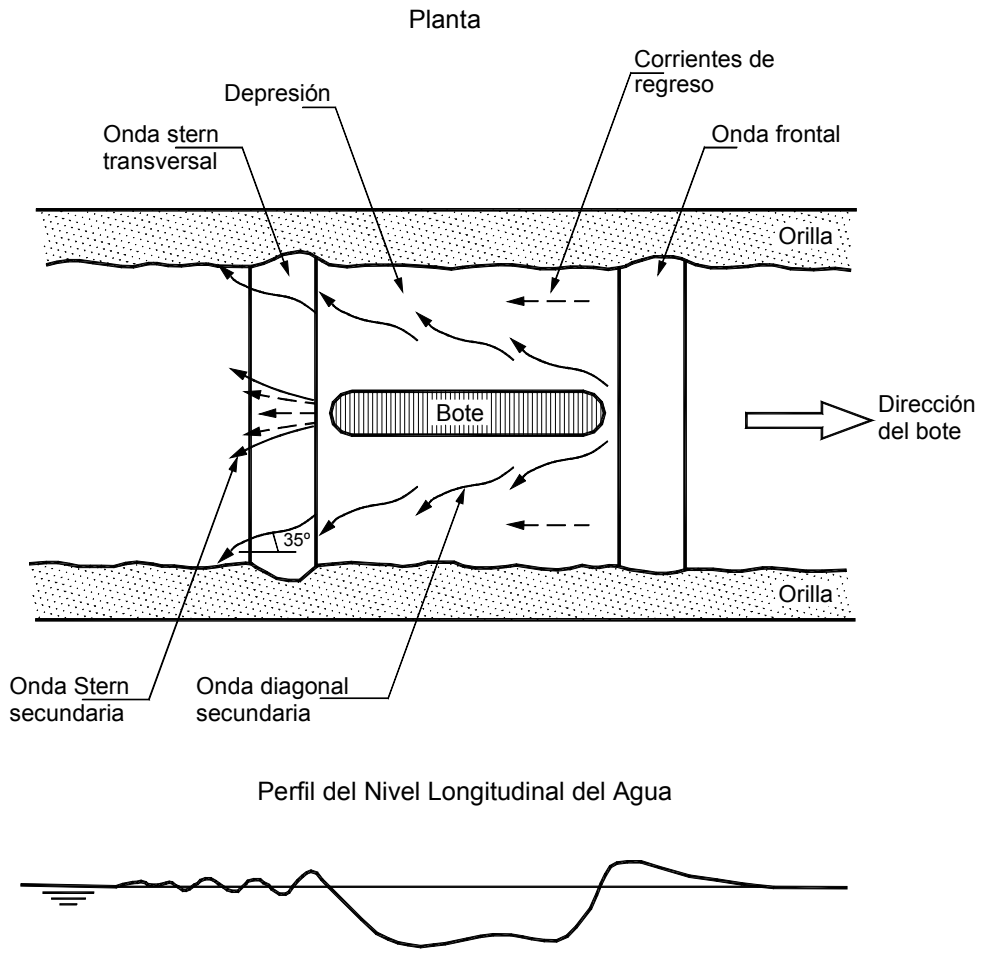


FIGURA 3.32 Ondas generadas por embarcaciones.

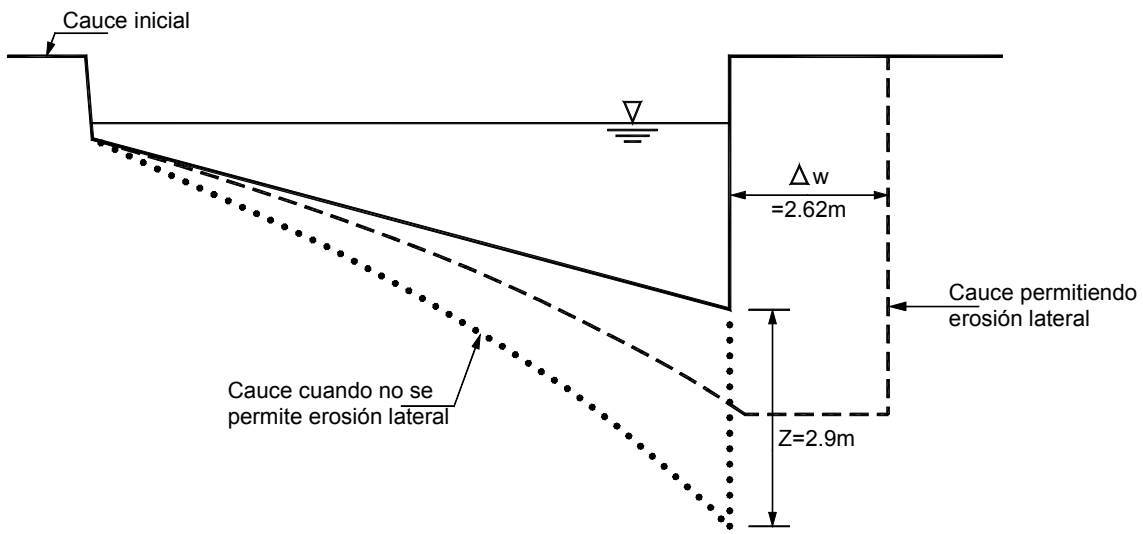


FIGURA 3.33 Degradación del cauce en curva exterior de meandros (Thorne, 1989).

Si se construye un muro para evitar la erosión lateral se genera entonces una profundización por erosión en el fondo (Figura 3.33).

Deslizamientos en la ribera de las corrientes

La erosión de fondo y lateral de la corriente puede generar modificaciones en los taludes laterales. Al profundizarse el cauce o al desplazarse lateralmente se puede generar inestabilidad del talud. Los deslizamientos más comunes son los caídos, rotaciones traslaciones y flujos (Figura 3.34). Estos deslizamientos a su vez pueden producir represamientos del agua en el cauce, los cuales pueden generar avalanchas de tierra.

Las avalanchas en las corrientes tributarias generan represamientos y cambios morfológicos en la corriente receptora. En los ríos de montaña tropical los deslizamientos de tierra son una fuente importante de sedimentos.

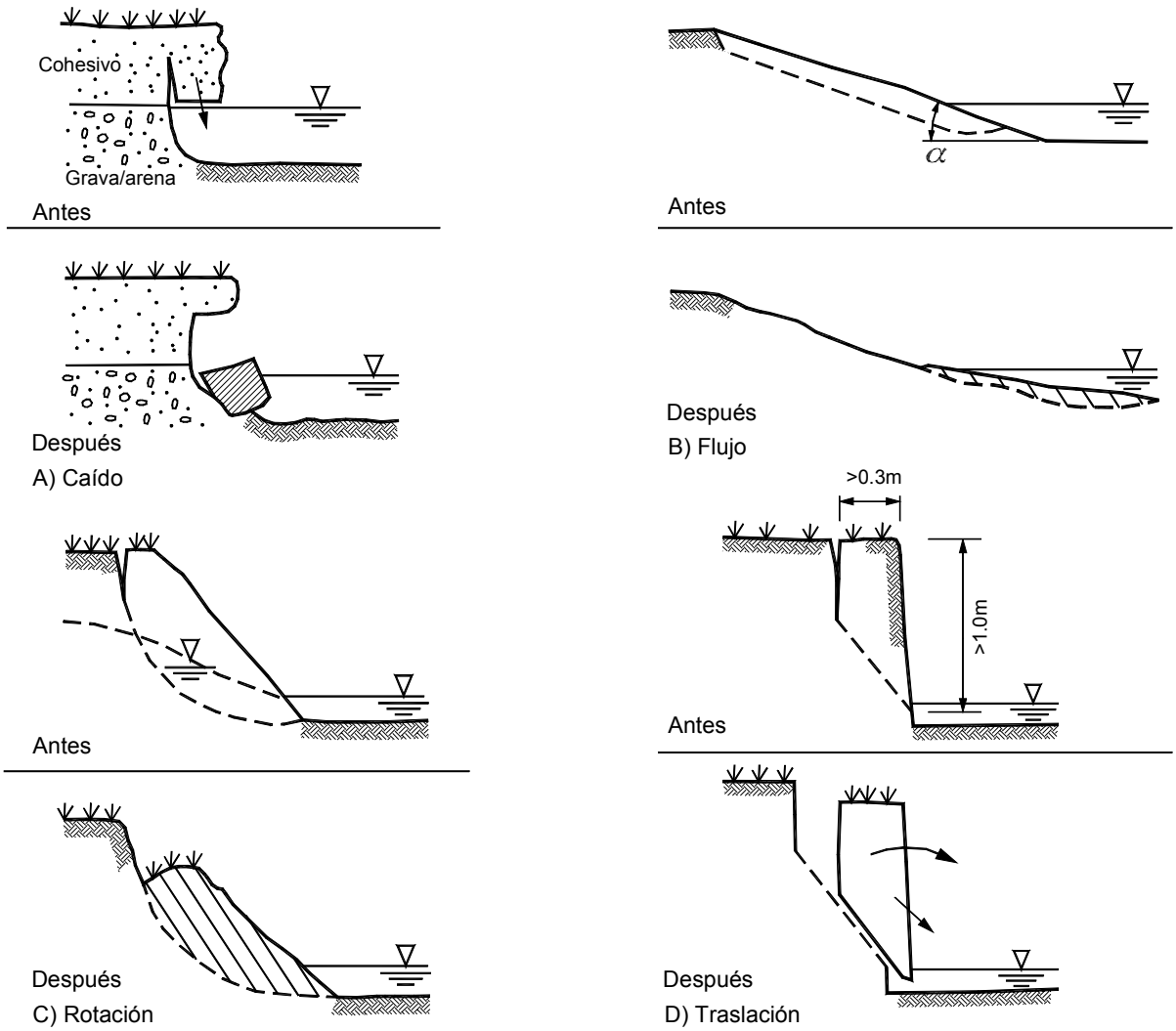


FIGURA 3.34 Esquemas típicos de deslizamientos activados por erosión en corrientes de agua.

3.7 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE LA DINÁMICA DE CORRIENTES

A continuación se presentan unas guías generales para la planeación y ejecución de investigaciones de dinámica fluvial, de acuerdo a los criterios presentados por Veri-tech Inc. (1998).

Recolección de información

El primer paso para el análisis de la dinámica fluvial de una corriente consiste en la recopilación de los datos existentes. El uso de información histórica permite la identificación de las tendencias dinámicas del río y la información muy útil sobre las ratas de cambio en la cuenca. La información requerida depende de los objetivos y tipo de problema que se estén analizando. La información típica incluye: planos topográficos, fotografías aéreas, historia de inundaciones, información hidrológica, planos geológicos, etc. Esta información puede obtenerse de:

- Entidades internacionales que proveen información satelital
- Entidades gubernamentales encargadas de manejar la información.
- Universidades
- Periódicos
- Sociedades históricas y de profesionales
- Distritos de manejo de aguas
- Municipios, etc.

Análisis de la información recolectada

El análisis de los planos geológicos y topográficos, fotografías aéreas, de satélite, etc., permite localizar áreas de erosión y sedimentación, patrones de drenaje, perfiles, clasificación de la corriente e información sobre la dinámica con el tiempo. El record histórico de los cambios en la cuenca son necesarios para evaluar completamente la respuesta del río a situaciones cambiantes. Es importante obtener fotografías históricas de la corriente. En esta etapa se puede seleccionar las anormalidades y localizar áreas donde han ocurrido cambios.

Reconocimiento de campo

En el reconocimiento de campo se debe determinar la estabilidad del canal, las características físicas y los procesos geomórficos dominantes. El reconocimiento de campo puede hacerse a pie pero es muy útil un sobre-vuelo en helicóptero. Estos sobre-vuelos deben utilizarse para la toma de fotografías y videos que permitan analizar el comportamiento del canal a detalle. Recuerde que esa puede ser la única oportunidad de obtener información aérea sobre la corriente en estudio y es importante obtener toda la información posible para análisis posterior. Durante el reconocimiento de campo es importante localizar los sitios donde existen problemas y obtener una perspectiva de la magnitud y distribución espacial de los procesos. Por ejemplo, en el sobre-vuelo de helicóptero puede obtenerse información sobre las inundaciones ocurridas en los últimos años.

Equipos para reconocimiento de campo

En el reconocimiento de campo se pueden utilizar algunos equipos para tomar medidas, entre los cuales se mencionan los siguientes:

- Distanciómetros manuales. Es un equipo óptico que utiliza un sistema de binoculares que permite ajustar las imágenes y determinar distancias hasta de 500 metros con relativa precisión.
- Medidores de distancia utilizando hilos. Es un sistema de hilo enrollado con un medidor de resorte, se amarra el hilo a un objeto o árbol, se camina normalmente y el medidor indica la longitud recorrida por la persona que lo conduce. Después de medir se rompe el hilo el cual se deja en el campo y el medidor automáticamente vuelve a ceros.
- Cintas medidoras
- Niveles manuales
- Medidores de ángulos de inclinación
- Penetrómetro manual. Para medir la profundidad de los mantos sueltos.
- Gravelómetro. Utilizado para medir el diámetro de las partículas, generalmente entre 2 y 200 mm.
- Martillo de geología
- Pala para tomar muestras
- Recipientes para recolección de muestras
- Magnificador (lupa)
- Escalímetro
- Tabla para identificación de rocas
- Grabadora miniatura
- Cámara fotográfica

- Cámara de video
- Mapas de referencia
- Libretas, Lapiceros, bolsas, etc.
- Equipo de seguridad (bloqueador solar, linterna, fósforos de seguridad, agua, repelente de insectos, botiquín para picaduras de culebras, botiquín médico, teléfono celular).

Parámetros a analizar en el campo

Es importante que en la visita de campo se analicen todos los segmentos morfológicos y geológicos que pueden afectar el comportamiento de la corriente, entre ellos se indican los siguientes:

- Controles geológicos. Son afloramientos de roca que impiden el movimiento del canal en una determinada dirección y lo desvían o direccionan en la dirección contraria.
- Formación de bermas o terrazas. La formación de bermas o terrazas puede indicar el intento del canal por establecer un sistema de estabilidad. Las gradas o bermas se forman por profundización, ampliación o movimiento lateral del canal.
- Geometría del canal. Es importante que en la investigación de campo se observen las dimensiones de la geometría del canal y especialmente el ancho y profundidad.
- Estabilidad de las riberas. Deben medirse las alturas y ángulos de inclinación de los taludes laterales de la corriente y dibujar secciones transversales.
- Vegetación. Se debe obtener la distribución espacial, tamaño, tipo y edad aproximada de la vegetación existente a lo largo de la corriente en los planos de inundación, terrazas, etc.
- Sedimentos. Se deben determinar las fuentes de los sedimentos y las propiedades de los materiales los cuales deben muestrearse para su análisis en el laboratorio.
- Factores hidrológicos. Durante el reconocimiento del campo debe hacerse un estimativo del valor de la rugosidad n de Manning y obtenerse la información sobre evidencias de inundaciones, erosiones, etc.
- Estructuras existentes. Se debe localizar y tomar la información de dimensiones y características de puentes, muros, protecciones de orilla, vertederos, tuberías que atraviesen el canal y todas las estructuras, tanto en el canal como en el plano de inundación.

Análisis de la estabilidad del canal

La tercera fase del estudio de la dinámica es el análisis de la estabilidad del canal. Este se logra por el detalle refinado y detallado de todos los archivos históricos recolectados, la interpretación de los análisis de campo y la integración de estos campos para realizar un diagnóstico completo del comportamiento de la corriente.

Para el análisis el canal se puede subdividir en sectores geomorfológicamente homogéneos, considerando factores tales como pendiente, localización de tributarios, controles geológicos, forma del canal, estructuras de control, cambios en material de sedimentos y evolución geomorfológica.

Análisis de caudales y niveles

Si se tiene un record de niveles de agua y/o caudales, se debe realizar gráficos de caudal contra fecha para determinar si la tendencia es a aumentar o disminuir con el tiempo y los valores máximos, mínimos y medios. Se considera que un canal está en equilibrio cuando no muestra tendencia ni a aumentar ni a disminuir la altura del agua y/o el caudal.

Análisis comparativo de topografía

Se deben dibujar planos en planta, sección transversal y perfil longitudinal para diferentes épocas o fechas. El análisis del cambio topográfico en la corriente con el tiempo muestra la tendencia dinámica del canal tanto en profundidad como en planta. En ocasiones se puede analizar la variación del thalweg con el tiempo y su relación con modificaciones a la orilla o a la sección del canal por estructuras de protección, puentes, etc.

En los análisis batimétricos debe tenerse en cuenta la fecha de toma de la medición y es importante poder obtener un record por lo menos mensual a lo largo del año. Se considera importante analizar no solamente la sección transversal sino la profundidad del thalweg a lo largo de la corriente.

Métodos de análisis o diseño

Existen una gran cantidad de métodos, algunos empíricos y otros de modelación hidráulica que permiten analizar el comportamiento del canal. Es importante dentro de estos modelos tener en cuenta las velocidades máximas permisibles, la fuerza tractiva y las relaciones de régimen del canal. Existen programas de Software que permiten analizar la información obtenida en el campo e incluso se puede modelar el comportamiento de la corriente hacia el futuro.

Algunos de los programas de Software son los siguientes:

- SAM (Thomas y otros, 1993). Este programa de computador permite calcular el ancho, profundidad, pendiente y rugosidad n, para materiales aluviales estables. SAM puede determinar las dimensiones estables del canal, calcular la descarga de materiales y permite analizar alternativas de diseño.
- HEC-6. Desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers. Es un programa numérico con bordes de canal movibles diseñado para simular y predecir cambios en los perfiles del río, rata de transporte de sedimentos y otros parámetros.

La parte final del análisis dinámico del río consiste en integrar toda la información de los análisis. Predecir el comportamiento futuro del río y diseñar las obras de control.

REFERENCIAS

AASHTO (1999) "Highway drainage guidelines". Washington D.C.

AASHTO (1999) "Model drainage manual" Washington D.C.

ASCE (1975) "Sedimentation Engineering". ASCE Manual Nº 54.

Bagnold R.A. (1960) "Some aspects of river meanders". U.S. Geol. Survey Prof. Paper 282 E.

Beck S. , Melfi D.A., Yalamanchili K. (1983) "Lateral migration of the genesee river, New York" River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 510-517.

Breusers H.N.C., Raudkivi A.J., (1991). "Scouring", IAHR Hydraulic Structures Design Manual. Balkema A.A., Rotterdam p 143.

Brice J. C. (1983) "Planform properties of meandering rivers" River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. P 1-15.

CDMB - Hidroestudios Ltda. (1984) "Normas Técnicas para diseño de Alcantarillado.

Chang. H.H. (1988) "Fluvial processes in river engineering", John Wiley and Sons.

Chen,G., Shen H.W. (1983) "River curvature-width ratio effect on shear stress" River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 687-699.

Costa J.E. Baker V.R. (1981). "Surficial Geology, Building with the Earth". John Wiley New York.

Crosato, (1990) "Simulation of meandering river proceses". Delft Univ. Of technology, civil engineering, Delft, Netherlands.

Dunn, I.S., (1959) "Tractive Resistance of Cohesive Channels". Proc. ASCE, Vol. 85, Nº SM3,.

Dunne T., Leopold L.B. (1978), "Water in environmental planning" Freeman, San Francisco.

Ecopetrol - Ingeniería y Geotecnia Ltda. (1990) "Manual de Protección Geotécnica y Ambiental". Oleoducto de Colombia.

Einstein, H.A., (1950) "The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows", Tech. Bull. No. 1026, USDA, Soil Conservation Service.

Flores I. - Aguirre J. (1978) "Análisis Crítico de los métodos para estimar la socavación en flujo torrencial". CIDIAT – Universidad de los Andes - Mérida – Venezuela.

Gagliano S.M., Howard P.C. (1983) "The neck cutoff oxbow lake cycle along the lower Mississippi river". River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 147-158.

García M. (1979) "Socavación de cimentaciones de Puentes". Bogotá.

Geotechnical Control Office, (1979), "Geotechnical Manual for slopes". Hong Kong, 306 p.

González M. T. De R., García D de J. L. (1995) "Restauración de ríos y riveras" Universidad politécnica de Madrid. 319 p.

Grissinger E.H., Murphey J.B. (1983) "Morphometric evolution of man – modified channels". River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 273-283.

Grissinger, E. H., (1966) "Resistance of Selected Clay Systems to Erosion by Water", Water Resources Research, Vol. 2, No. 1, First Quarter.

Gruat J. , Castex, L., Manthey, T., (1970) "Teoria I praktyka badan hydraulicznych" (en Polaco). Theory and practice of hydraulic research. Wroclaw: Zaklad Nar. Im. Ossolinskich.

Hagerty J. (1998) "Erosion mechanisms on Midwest alluvial streams". IECA soil stabilization series: vol. 1 Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Hey R. (1983) "Plan geometry of river meanders" River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 30-54.

Hooke, J.M. (1980) "Magnitude and distribution of rates of river bank erosión", Earth surface processes, vol. 5., pp. 143-157.

Jarret R.D. (1984) "Hidraulics of high gradient streams". ASCE Journal of hydraulic engineering. vol 110 No. 11 November 1984, pp. 1519-1539.

Kisielov, P.G. (ed). (1972). "Spravochnik po gidravlicheskim raschetam". (en Ruso). Manual on hydraulic calculations. Moscow: Energia Publ. House.

Knighton, (1984) "Fluvial form and proceses. London: Edwar Arnold (Publishers) Ltd.

Lagasse, P.F., Schumm S.A., Zevenbergen, L.W. (1999) "Quantitative techniques for stream stability analysis". Stream stability and scour at highway bridges. ASCE , pp145-164.

Leopold L.B. & Wolman M.G. (1960) "River meander". Bulletin of the geological Society of America , Vol. 71,. pp 769-794.

Leopold, L.B., Wolman, M.G., Miller, J.B. (1964) "Fluvial processes in geomorphology": 522. San Francisco, California: H.W. Freeman y Co.

Maza J.A. (1967) "Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente". Revista Ingeniería Hidráulica en México. vol. 21 - No. 1-2..

Maza J.A. (1980) "Socavación de cimentaciones de puentes". II Jornadas Geotécnicas, sociedad Colombiana de Ingenieros, Bogotá.

Mc Cuen R.H. (1989) "Hydrologic analysis and design" Prentice Hall, New Jersey, p.814.

Monsalve G.C., Silva E.F. (1983) "Characteristics of a natural meandering river in Colombia: Sinu river". River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 77-88.

Osman A.M. (1988) "Riverbank stability analysis theory". ASCE Journal of hydraulic engineering Vol 114 No. 2. February 1988. pp. 134-150.

Paintal, A.S., (1971) "Concept of Critical Shear Stress in Loose Boundary Open Channels", Journal of Hydraulic Research, Vol. 9, No. 1.

Phelps D.M. (1983) "River meander stability", River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 700-709.

Przedwojski B, Blazejewski y Pilarczyk K.W. (1995) "River training techniques" 621. , Rotterdam, Netherlands, Balkema.

Rahn P.H. (1996). "Engineering Geology" . Prentice Hall 657.

Rahn P.H. (1977) "Erosion below main stem dams on the Missouri River. Assoc. Eng. Geol. Bull. 14-3 , 157-181.

Rosgen, D.L. (1994). "A clasification of natural rivers", Catena, 22:169-199.

Schoklistch A. (1961) "Tratado de Arquitectura Hidráulica". Gustavo Gili - Barcelona.

Schum S. (1971) "Fluvial Geomorphology". Colorado Water Resources Publication Fort Collins.

Schumm S.A. (1983) "River morphology and behavior: Problems of extrapolation". River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 16-29.

Sherard J.L. (1976) "Identification and nature of dispersive soils". ASCE journal of the geotechnical enginnering division.

Smerdon, E. T. and Beasley, R. P., (1961) "Critical Tractive Forces in Cohesive Soil, "Agricultural Engineering, Vol. 42, Nº 1, Jan.

Taylor, B.D., (1971) “Temperature Effects in Alluvial Streams”, Report Nº KH-R-27, W. M. Keck Hydraulics Lab, California Institute of Technology, Pasadena, California.

Thomas, W. A., Copeland, R.R. Raphelt, N.K. and McComas, D.N. (1993) “User’s manual for the hydralulic design package for channels (SAM)”. Water Ex. Station, USACE.

Thorne C., Rais S., (1983) “Secondary current measurements in meandering river”, River meandering. Proceedings of the conference Rivers’ 83 ASCE, New Orleans. Pp. 675-686.

Thorne C.R. (1988) “Riverbank stability analysis applications”. ASCE Journal of hydraulic Engineering Vol. 114 Nº. 2. February 1988. pp 151-172.

Thorne C.R. (1989). “Secondary Current Measurements in Meandering Gravelbed River”. Third international workshop on Alluvial River Problems - Balkema. pp. 219-231.

US Army Corps of engineers, (1997) “Flood – runoff analysis”.

Ven Te Chow (1959) “Open Channel Hydraulics”. Mc Graw Hill, New York .

Veri-Tech, Inc. (1998) “Streambank Stabilization Handbook” Vicksburg , Mississippi (CD).

Watson C.C. ,M. Schumm S.A., Harvey M. D. (1983) “Neotectonic effects on river pattern”. River meandering. Proceedings of the conference Rivers’ 83 ASCE, New Orleans. Pp. 55-66.

Winkley, B.R. (1982). “Response of the lower Mississippi to river training and realignment”. Gravel-bed rivers. (R.D. Hey, J.C. Bathurst, C.R. Thorne, editors). John Wiley & Sons Ltd.

Yang C.T. (1973) “Incipient motion and sediment transport”. Journal. of the Hydraulics. Division., ASCE 99, No. HY10 , Pp. 1679-1703.

CAPÍTULO 4

Cálculo de la Socavación

INTRODUCCIÓN

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc.

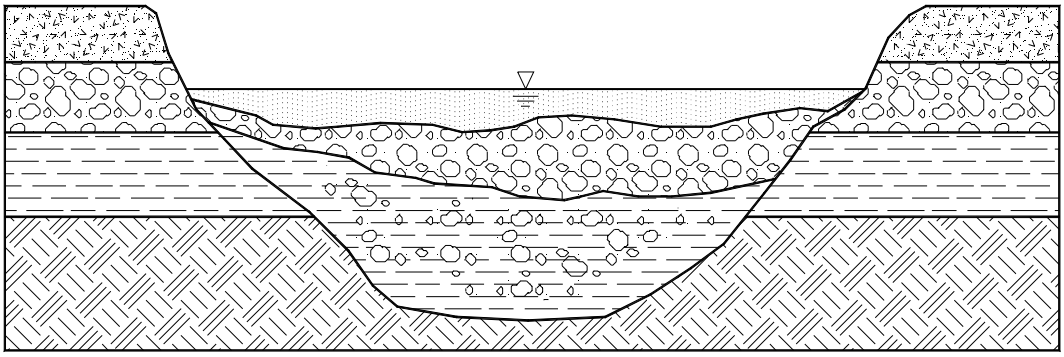
La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

La socavación se la relaciona con las fallas de las cimentaciones de puentes en todo el mundo, algunas de ellas catastróficas y con pérdidas de vidas humanas. Los puentes y otras estructuras representan una contracción del ancho del cauce y al presentarse un aumento en los caudales de la corriente, el aumento de la velocidad y la turbulencia en la contracción puede generar niveles de socavación de varios metros (Figura 4.1).

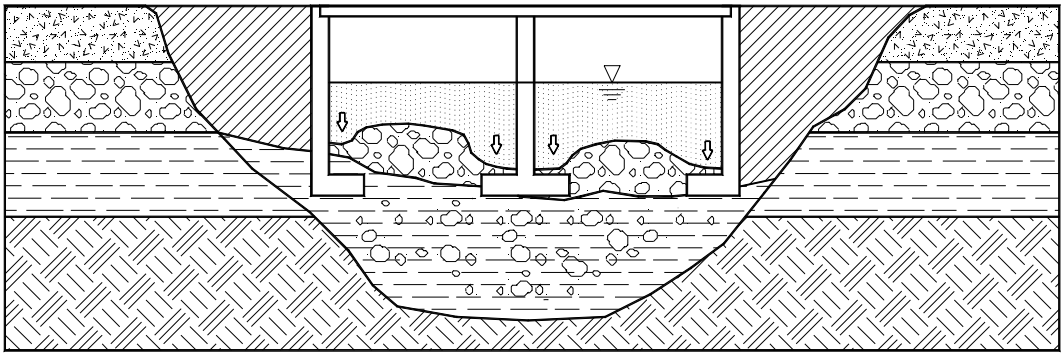
La mayoría de las fallas de puentes en el mundo es debida a la socavación (Richardson, 1999). El problema es tan delicado que la FHWA (1998) recomienda diseñar los puentes contra socavación para una inundación con periodo de retorno de 500 años, y en los Estados Unidos se realiza la inspección de puentes contra socavación cada dos años. La instrumentación de las pilas de los puentes como medida de control, es ya un proceso común en el manejo de puentes en los países desarrollados.

Sin embargo el estudio de la socavación es realmente nuevo y se inició con las investigaciones de E..M. Laursen en 1949, pero los procedimientos de diseños de estructuras contra socavación no se iniciaron hasta 1960 y fue hasta 1998 cuando se especificaron procedimientos unificados para el cálculo de socavación en los diseños de puentes por parte de la FHWA en los Estados Unidos.

1- CAUCE NATURAL



2- CAUCE CON UN PUENTE



3- CAUCE EN EL MOMENTO DE UNA CRECIENTE

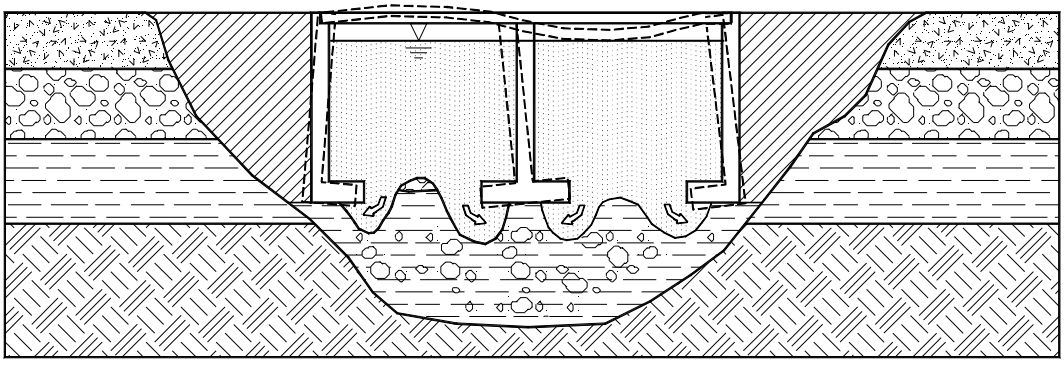


FIGURA 4.1 Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente.

La FHWA ha publicado hasta la fecha cinco guías para el manejo de la inestabilidad de los cauces y la socavación:

HEC-23 "Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures" (Lagasse y otros, 1997)

HEC-18 "Evaluation Scour at bridges" (Richardson y otros, 1995)

HEC 20 "Stream Stability at Highway Structures" (Lagasse y otros, 1995)

HIRE "Highways in the river environment" (Richardson y otros, 1990)

HEC 11 "Design of Riprap Revetment" (Brown y otros, 1989)

En los países latinoamericanos aún no hemos asimilado totalmente nuestras amargas experiencias de socavación de los cauces por efecto de los puentes y una gran cantidad de puentes se encuentra amenazado por procesos de socavación. En muchos casos nuestros diseños son insuficientes para poder garantizar la estabilidad de los puentes durante su vida útil, los períodos de retorno utilizados para los cálculos hidrológicos son muy cortos, y son muy pocos los puentes que se han instrumentado adecuadamente; Sin embargo ya se está trabajando y se requiere avanzar en este camino apenas iniciado, para poder garantizar la estabilidad de los puentes contra socavación.

En el presente capítulo se explican los fenómenos, se resumen los procedimientos de análisis e instrumentación y se presentan algunos métodos de control de la socavación.

4.1 FUNDAMENTOS DE LA SOCAVACIÓN

4.1.1 COMPONENTES DE LA SOCAVACIÓN

Al evaluar la socavación en el sitio de un puente se deben tener en cuenta seis componentes:

1. Socavación no recuperable

Es el cambio en el nivel del fondo del cauce con el tiempo, a 10, 50, 100 o 500 años. Esta profundización o agradación del cauce ocurre en longitudes importantes de la corriente en un proceso que obedece a fenómenos geomorfológicos, los cuales pueden ser acelerados por la intervención antrópica de la cuenca o el cauce. La evaluación de esta erosión o agradación requiere de una investigación de la hidrología, geología, geomorfología e historia de la corriente y de la cuenca de drenaje y establecer modelos para predecir la evolución futura. Se conoce de ríos que en menos de 30 años se han profundizado más de diez metros (Richardson y Lagasse, 1999).

La degradación no recuperable en ocasiones es ignorada en los cálculos de socavación porque los ajustes del fondo del canal a lo largo de todo su sistema no son detectados o se asume que son insignificantes. Sin embargo, el conocimiento de esta degradación puede permitir detectar grandes profundizaciones del cauce durante la vida útil de una estructura. Los ríos y corrientes son detalles dinámicos del paisaje que se ajustan naturalmente al alterarse sus condiciones ambientales. Esta habilidad para ajustarse implica que cualquier cambio natural o antrópico necesariamente causa un ajuste en la morfología del canal, en las cargas de sedimentos, y en las características hidráulicas aguas arriba y aguas abajo en un intento del río por adaptarse a la alteración. Si el balance equivale a que la energía del flujo aumenta, el canal se ajustará a buscar un nivel menor de energía degradándose aguas arriba, ampliándose y sedimentando aguas abajo. La degradación puede ocurrir sobre un periodo grande de años y puede afectar longitudes grandes del canal, ríos completos o sistemas completos de cuencas. Por ejemplo, la degradación de largo plazo en el río Mississipi varía de acuerdo al sitio entre 1.6 y 9.1 metros (Wilson, 1999).

Análisis de la socavación no recuperable

La evaluación de la erosión a largo plazo requiere del análisis de los cambios tanto naturales como inducidos por el hombre, incluyendo los siguientes:

- Alteraciones del canal de la corriente por dragado, canalización, y otras.
- Minería de arena y grava en la corriente, la cual genera un desequilibrio de sedimentos.
- Construcción de represas que cambian las características del flujo y retienen el suministro de sedimentos.
- Cambios en el uso del suelo como quemas, sobrepastoreo y urbanización.

- Cambios naturales por sismos, actividades volcánicas, cambios climáticos, deslizamientos de tierra, etc.

Analizando estos factores se puede realizar una evaluación cualitativa de su efecto sobre el fondo del cauce. Adicionalmente se pueden realizar cálculos extrapolando información usando criterios de Ingeniería. Con este objeto existen programas de computador para analizar la socavación y la sedimentación, tales como BRI-STAR de la FHWA (Molinas, 1993), HEC-6 del U.S. Army Corps of Engineers (1991), y CAESAR (Palmer y otros, 1999).

Los problemas de degradación de los ríos por minería son muy difíciles de resolver (Crossett, 1993). La degradación de algunos ríos en California por la explotación de arenas es del orden de cinco metros. La estabilización de las orillas y estructuras de puentes en una situación como esta, es prácticamente imposible.

2. Socavación por aumento del caudal

Al aumentar el caudal la velocidad aumenta y se produce erosión en el fondo de la corriente. Al bajar nuevamente el nivel de la corriente, comúnmente esta socavación se recupera nuevamente por sedimentación. La socavación ocurre en periodos de horas o días, afectando prácticamente todo el cauce. Al pasar la avenida nuevamente se produce sedimentación y generalmente el cauce recupera, al menos parcialmente, el material socavado durante el paso de la creciente.

3. Socavación por contracción del cauce

La construcción de un puente puede disminuir el ancho del cauce para el paso de grandes caudales y al presentarse los caudales, se produce un aumento extraordinario de las velocidades en la contracción, produciéndose socavación del fondo del cauce en el sector contraído.

La socavación por contracción del cauce puede ser muy grande. Richardson y Lagasse (1999) describen casos de socavación de más de seis metros en la contracción de un puente durante avenidas de corta duración. Existen ecuaciones y modelos de computador que permiten calcular la socavación en las contracciones de los puentes con bastante precisión. Algunos de los programas utilizados para calcular la socavación en contracciones de puentes son: WSPRO, HEC-RAS, BRI-STARS,UNET, FESWMS y RMA-2V.

4. Socavación local en los estribos

Junto a los estribos del puente se genera turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce. Esta socavación debe adicionarse a la profundidad de socavación producto de la contracción de la sección del cauce.

5. Socavación local en las pilas

En las pilas dentro del cauce se producen remolinos de turbulencia, los cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras. Alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo.

6. Inestabilidad geomorfológica de la corriente

La movilidad lateral de la corriente modifica necesariamente los niveles del fondo del cauce en sitios específicos.

La precisión de los modelos de socavación depende fuertemente de la disponibilidad de información para calibración y verificación de las fórmulas empleadas. Es difícil que un modelo de socavación pueda repetirse fácilmente en el campo, debido a la gran diversidad de variables topográficas, hidráulicas, hidrológicas, sedimentológicas y geológicas que intervienen en el proceso de socavación, las cuales no es posible modelar con exactitud.

Caudal para el cálculo de socavación

Laursen (1970) recomienda que la socavación en un puente debe diseñarse para el caudal máximo probable y no para un caudal de retorno específico, debido a que la posibilidad de que ocurra la precipitación máxima probable durante la vida útil del puente es muy alta y en el caso de que esta ocurra, si el puente no está diseñado para este caudal, la socavación destruye totalmente el puente y los daños tanto económicos como sociales son muy superiores a los costos de construir el puente para este caudal. La FHWA de los EE.UU. recomienda utilizar periodos de retorno de 500 años para puentes importantes, cuya destrucción pueda generar daños sociales o económicos importantes.

El factor tiempo

Butch (1999) en mediciones de campo encontró que la socavación depende del tiempo de las avenidas. Entre mayor es el tiempo de la creciente mayor es la socavación.

La forma del hidrograma de creciente y el tiempo base son factores que determinan el valor de la socavación. Sin embargo, la mayoría de métodos de análisis no tienen en cuenta estos factores.

Factores de seguridad en los cálculos de socavación

Algunos de los métodos de cálculo de la socavación como el HEC-18 de la FHWA, obtienen valores que en concepto de algunos autores son conservadores y no se requiere la utilización de factores de seguridad. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que para determinados caudales se puede producir acorazamiento del fondo del cauce, disminuyéndose aparentemente la socavación, pero estos acorazamientos pueden desaparecer al presentarse caudales mayores y la socavación puede ser muy cercana a la calculada por medio de las fórmulas (Richardson y Richardson, 1999). En todos los casos existe una incertidumbre involucrada en los modelos y se requiere utilizar criterios prudentemente generosos.

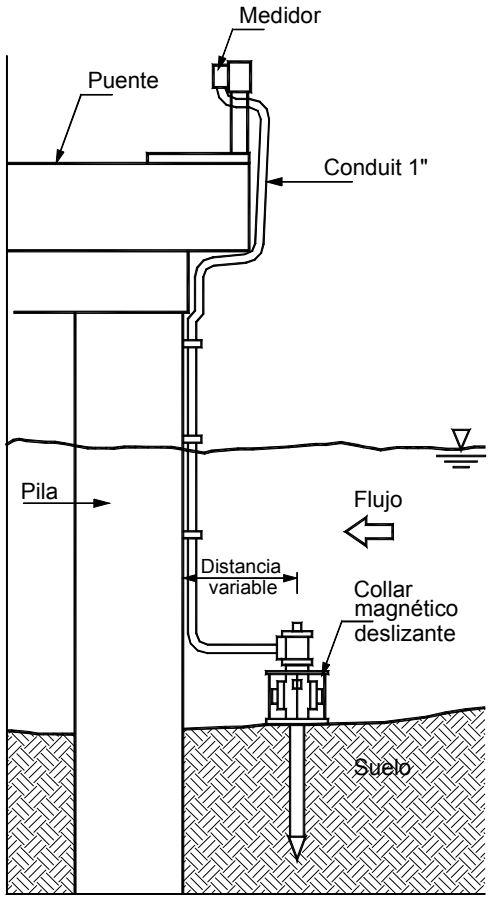


FIGURA 4.2 Medición de la socavación utilizando un collar magnético deslizando sobre una varilla enterrada.

4.1.2 INSTRUMENTACIÓN DE LA SOCAVACIÓN

Se han desarrollado una gran cantidad de instrumentos diferentes para medir la socavación en el sitio en el momento de su ocurrencia (Lagasse y otros, 1999). Entre los diversos instrumentos se encuentran los siguientes:

1. Varillas medidoras

Pueden ser manuales o mecánicas. Las varillas se profundizan al producirse la socavación. Este sistema puede ser impreciso cuando las varillas penetran dentro del suelo, sin que realmente haya ocurrido socavación. En ocasiones se les colocan placas anchas en la base para evitar la penetración. Puede ocurrir que estas placas anchas no permitan el movimiento de la varilla hasta la profundidad de socavación. Son útiles solamente para medir la socavación en la dirección vertical.

2. Varillas enterradas

Son varillas enterradas dentro del cauce con sensores sobre un soporte vertical (Figura 4.2) Las mediciones se realizan por medio de películas piezométricas, sistemas de mercurio o switches magnéticos, los cuales miden con precisión el aumento de los huecos de socavación.

Los switches de mercurio utilizan una tecnología simple pero presentan el problema del riesgo de contaminación en el caso de que sean destruidos por la corriente. Los collares magnéticos deslizantes están diseñados para deslizar alrededor de la varilla a medida que progresa la socavación y activar una serie de switches que están instalados a intervalos predeterminados.

Las películas piezométricas requieren estar revestidas en un material a prueba de agua que no se deteriore a la exposición de la luz solar, al agua y a los químicos. Algunas de estas películas se afectan fácilmente y dejan de funcionar al poco tiempo.

3. Fatómetros

Las ecosondas son muy utilizadas para determinar la profundidad de los cauces (Figura 4.3). Los fatómetros son instrumentos que utilizan ondas sónicas o ultrasónicas similares a las que se utilizan en medicina para realizar ecografías. En la práctica miden el eco del sonido emitido. Hay equipos muy sofisticados y costosos pero también se consiguen fatómetros de bajo costo que solamente miden la socavación final, pero la medición no debe ser obstruida por residuos transportados por la corriente. Las frecuencias altas

(> 200 kHz) dan una mejor resolución pero una penetración más pobre en flujos con muchos sedimentos (Mueller y Landers, 1999).
Para el análisis de los diversos sistemas de instrumentación se recomienda consultar el informe 396 del Transportation Research Board (Lagasse y otros, 1997).

Utilización de programas de computador

Como se indicó anteriormente existen varios programas de software que calculan la socavación. Uno de los más conocidos hasta el momento es el programa HEC-RAS (River Análisis system). Las ecuaciones propuestas en el HEC-18 (FHWA, 1998) se agregaron al software como una subrutina específica para calcular la socavación.

El usuario realiza primero los cálculos hidráulicos y después de calcular los perfiles del agua, puede calcular la socavación en los puentes cuya sección previamente se ha introducido al programa. El resultado puede obtenerse analítica o gráficamente. (Brunner, 1999).

El Transportation Research Board desarrolló un sistema experto para evaluar la socavación y la estabilidad de las corrientes (Palmer y otros, 1999). Este sistema llamado CAESAR permite determinar no solamente la socavación, sino también la posibilidad de movimientos laterales e inestabilidad general de la corriente.

El programa CAESAR permite identificar una gran cantidad de amenazas para las cuales se deben diseñar soluciones.

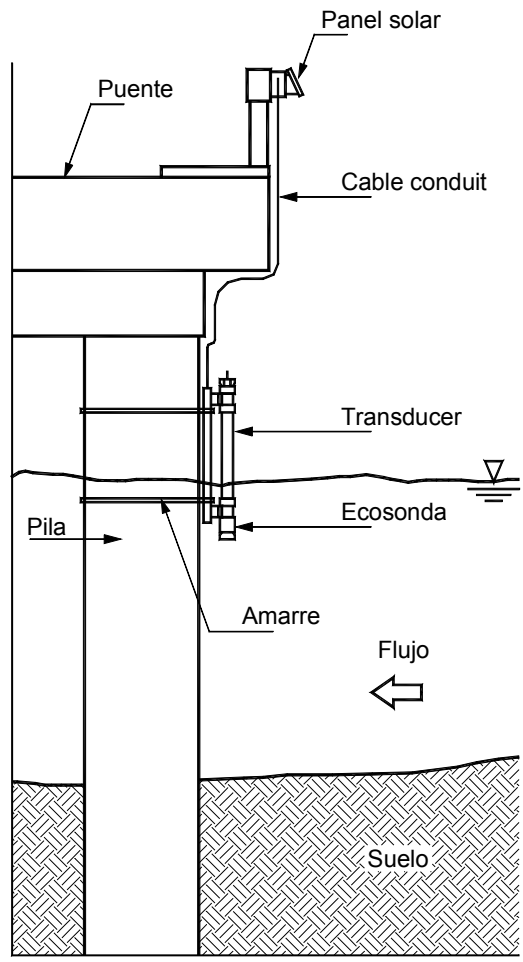


FIGURA 4.3 Medición de la socavación utilizando un fatómetro.

4.2 SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general se puede producir por varias causas:

a. Aumento del caudal durante las avenidas
b. Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.
c. Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
d. Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
e. Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

Esta socavación es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no un puente u otra estructura.

La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones, de los oleoductos y otras estructuras colocadas en el cauce del río.

Maza define la socavación general como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que toma del fondo del cauce. Según Maza al aumentar la velocidad de la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionar más.

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida. Los niveles de socavación general varían de acuerdo a los caudales (Figura 4.4) y la profundidad de socavación no es la misma en toda la sección. Generalmente la socavación es mayor en el sector más cercano al Thalweg

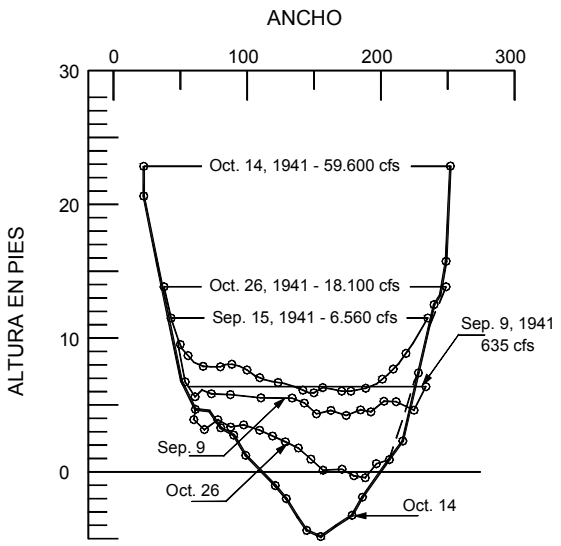


FIGURA 4.4 Niveles del fondo del cauce en el río San Juan UTAH en 1941 y su relación con los niveles de agua.

4.2.1 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Según Líschtvan-Levediev (Maza, 1967) las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para suelos granulares:

$$y_S = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.68\, D_m^{0.28} \cdot \beta \cdot \psi}\right]^{\frac{1}{1+Z}}$$

Para suelos cohesivos:

$$y_S = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.60\gamma^{1.18} \cdot \beta \cdot \psi}\right]^{\frac{1}{1+X}}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3}\, B_e \cdot \mu}$$

y_S = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado.

H_o = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).

y_S , y_o = Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo.

y_m = Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre *Be*.

W_e = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida

Q_d = Gasto del diseño

D_m = Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.

γ_S = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.

x, *y* = Exponentes en función de D_m o γ_S según el tipo de material del fondo (Tabla 4.2).

ψ = Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión (Tabla 4.4).

β = Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño (Tabla 4.3).

μ = Coeficiente que depende de la contracción del cauce (Tabla 4.1).

4.2.2 SOCAVACIÓN GENERAL EN CASOS ESPECÍFICOS

Una gran cantidad de ríos presentan trenzas o anaramificación de canales. La sección del río consiste en una serie de canales con profundidades y anchos diferentes (Figura 4.5). Por modificaciones en el caudal o por comportamiento natural, estos canales pueden no solamente profundizarse o socavarse, sino que también pueden moverse lateralmente. En la misma

TABLA 4.1 Valores del coeficiente de contracción del cauce μ (Maza, 1967).

Velocidad media en mts/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente μ												
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA 4.2 Valores de x y z (Maza, 1967).

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	d (mm)	z	$\frac{1}{1+z}$	d (mm)	z	$\frac{1}{1+z}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

TABLA 4.3 Valores de β (Maza,1967).

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA 4.4 Valores de ψ (Maza, 1967).

γ mezcla agua – sedimento	Coeficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

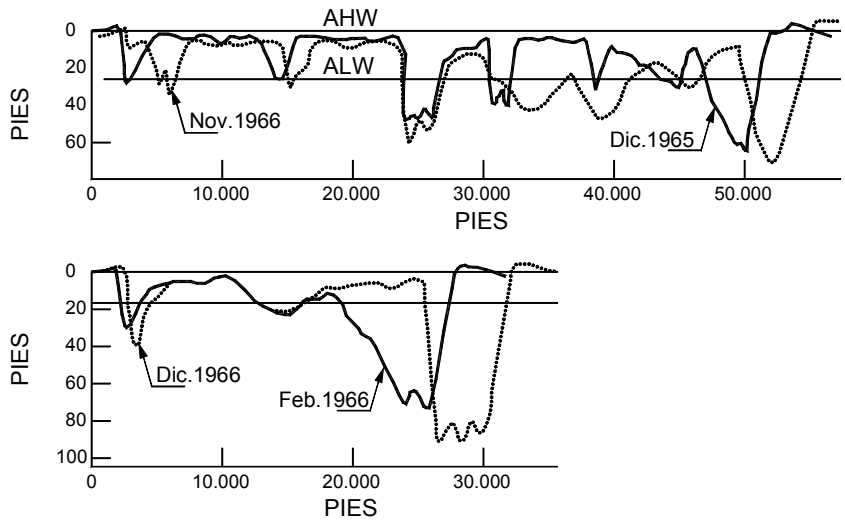


FIGURA 4.5 Socavación y desplazamiento lateral en cauces trenzados.

forma pueden formarse nuevos canales. Los ríos trenzados son por naturaleza inestables y la socavación puede alcanzar valores muy altos prácticamente imposibles de predecir. Los movimientos laterales del cauce pueden ser hasta 1000 metros por año (Joglekar, 1971), e incluso los ríos trenzados más estables pueden moverse entre 10 y 100 metros por año.(Schumm 1977, Shen 1979).

Socavación en confluencias

Cuando dos ríos se unen, o dos canales bifurcados se reunifican, el resultado de los movimientos espirales que se producen, genera niveles de socavación significativos. Esta socavación depende del ángulo de la confluencia y los caudales aportados por cada corriente. Entre mayor es el ángulo de confluencia ø la socavación es mayor y si los caudales aportados son muy similares entre las dos corrientes, la socavación es también superior. (Figura 4.6)

$ø =$ Angulo de confluencia

$\varepsilon =$ Relación de caudales

$y_s =$ Profundidad máxima de cauce socavado

$y_o =$ Promedio de la profundidad de los dos canales independientes.

$$\varepsilon = \frac{2(Q_1 - Q_2)}{Q_1 + Q_2}$$

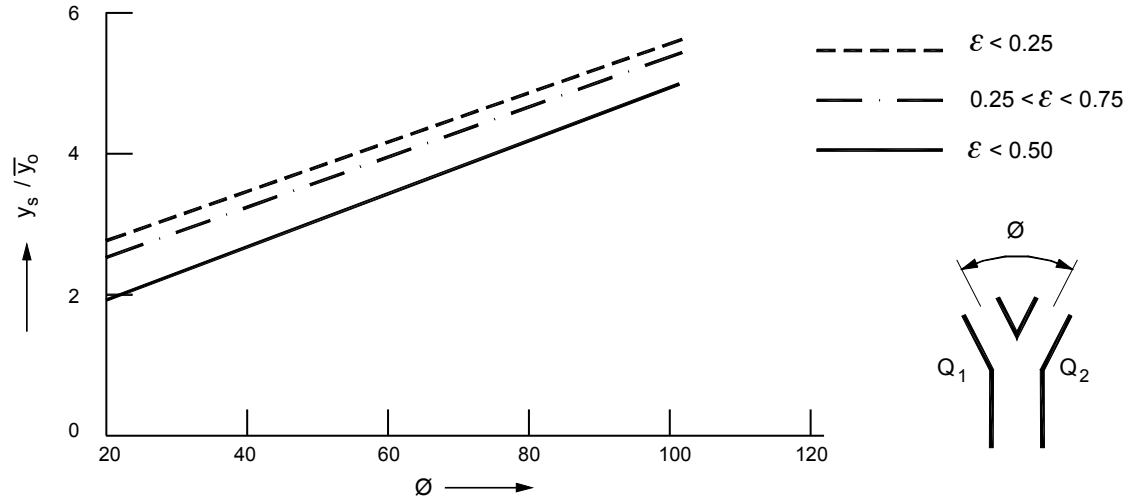


FIGURA 4.6 Influencia del ángulo de confluencia y la relación de caudales sobre la socavación en una confluencia. (Klaassen y Vermeer, 1988).

Socavación por rectificación del cauce o eliminación de un meandro

Al eliminar un meandro o rectificar un cauce se aumenta la pendiente del cauce en el sitio, lo cual genera una socavación o profundización del cauce por aumento de la velocidad. Esta profundización puede afectar varios kilómetros de cauce, tanto aguas abajo como aguas arriba. El río trata de autoajustarse a las nuevas condiciones y se pueden demorar varios años para que el río logre un nuevo equilibrio a una profundidad mayor.

Socavación en las curvas

La socavación en las curvas es un fenómeno muy difícil de analizar, en razón de los flujos secundarios y la gradación de los sedimentos. Ni el nivel de agua ni la profundidad del cauce son constantes a lo largo de la curva y ambos son difíciles de predecir. La superficie del agua aumenta hacia el extradós de la curva y el cauce tiende a profundizarse por acción de los flujos secundarios. No existe una teoría para analizar con precisión el fenómeno de socavación en una curva. Según Maza la socavación en el extradós de una curva puede ser hasta tres veces mayor que en un tramo recto y propone la siguiente relación:

y_s (tramo curvo) $= k \, . \, y_s$ (tramo recto)

Donde k depende del radio de curvatura r y del ancho del cauce W (ver tabla 4.5)

TABLA 4.5 Valores de k para el cálculo de socavación en curvas (García, 1979).

W/r	Coeficiente k
0.5	3.0
0.33	2.57
0.25	2.20
0.20	1.84
0.16	1.48
0	1.27

Socavación por corrientes provenientes del mar

Las corrientes provenientes del mar ocasionan los mismos mecanismos de socavación que las corrientes propias de los ríos (Richardson y Lagasse, 1999), degradación a largo plazo, socavación por contracción, socavación local, etc.

Aunque las condiciones de flujo son diferentes en las corrientes marinas que son reversas, se utilizan ecuaciones muy similares a las de las corrientes de ríos. En estos casos no se diseñan para un periodo de retorno sino para una determinada elevación del nivel de la ola.

La socavación en estos casos es un fenómeno muy complejo debido a la dificultad de predecir mareas debidas a fenómenos astronómicos, a vientos y a huracanes y la combinación de efectos con el de las corrientes del río.

Socavación en roca

Aunque para muchos la roca se considera como un material ideal para la cimentación de puentes, han ocurrido fallas de puentes cimentados en roca a causa de la socavación (Froehlich y otros 1995). Las rocas fracturadas son extraordinariamente propensas a la socavación. Los bloques producto de la fracturación son fácilmente erosionados por las corrientes de agua. Las rocas solubles son susceptibles a la socavación no recuperable. En las rocas el fenómeno de Corrasión es fundamental en los procesos de socavación.

4.3 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN DEL CAUCE

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones (Figura 4.7).

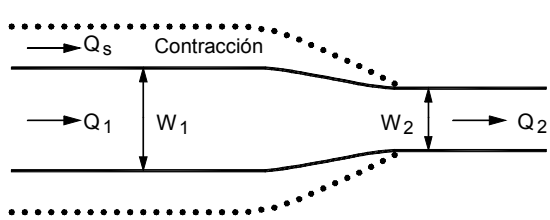


FIGURA 4.7 Esquema de la contracción de un canal.

FOTOGRAFÍAS 4.1 Y 4.2 Efectos de la socavación en pilas de puentes.

1. Criterio de Maza

Según Maza la socavación por contracción del cauce se puede evaluar empleando el mismo criterio que para la socavación general o bien mediante la expresión:

$$yt = yo\left[\frac{Wo}{Wt}\right]0.642$$

Donde:

$y =$ Tirante medio en las secciones inalteradas (o) y reducidas (t)

$W =$ Anchos de la superficie libre.

2. Método de Laursen

Laursen (1960) desarrolló una expresión para cuantificar la socavación en una contracción

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{\alpha}$$

Donde:

$y_2 =$ Profundidad promedio en la sección contraída

$y_1 =$ Profundidad promedio aguas arriba de la contracción

$W_1 =$ Ancho del fondo aguas arriba de la contracción

$W_2 =$ Ancho del fondo en la sección contraída.

α varía de 0.64 a 0.8

Posteriormente Gill (1981) determinó que los valores reales de socavación son superiores a los obtenidos por el método de Laursen.

3. Método de Laursen Modificado

Una versión modificada de la teoría de Laursen (1960) fue presentada por Richardson y Davis (1995) para contracciones largas.

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7}\left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

$Q_1 =$ Flujo aguas arriba (cm/seg)

$Q_2 =$ Flujo en la sección contraída

$k_1 =$ Coeficiente que depende del modo de transporte de los sedimentos (Tabla 4.6).

TABLA 4.6 Valores de K_1 en la ecuación de Laursen Modificada.

k_1	Modo de transporte de los sedimentos
0.59	Mayoría de material en contacto con el lecho
0.64	Algo de material suspendido
0.69	Mayoría de material suspendido

4. Método de Richardson y Davis

Con base en las teorías desarrolladas inicialmente por Laursen (1963), Richardson y Davis (1995) obtuvieron las siguientes ecuaciones para determinar la socavación por contracción del cauce:

$$y = \left[\frac{n^2V^2}{K_s(S_s - 1)D}\right]^3$$

Donde:

$Y =$ Profundidad promedio en la sección contraída (m)

$K_s =$ Coeficiente de Shields el cual varia entre 0.03 y 0.1 (Vanoni, 1975) (Figura 4.8)

$n =$ 0.041 $D_{50}^{1/6}$ Coeficiente de Manning

$S_s =$ Gravedad especifica (2.65)

$D =$ Diámetro de las partículas más pequeñas no transportables (m)

$V =$ Velocidad promedio en la sección contraída

La anterior formula puede expresarse en función del canal Q y el ancho del cauce W.

$$y = \left[\frac{n^2Q^2}{K_s(S_s - 1)DW^2}\right]^{3/7}$$

o en función del diámetro medio efectivo de las partículas $D_m = 1.25\ D_{50}$ (Richardson y Richardson, 1999)

$$y = \left[\frac{0.025Q^2}{D_m^{2/3}W^2}\right]^{3/7}$$

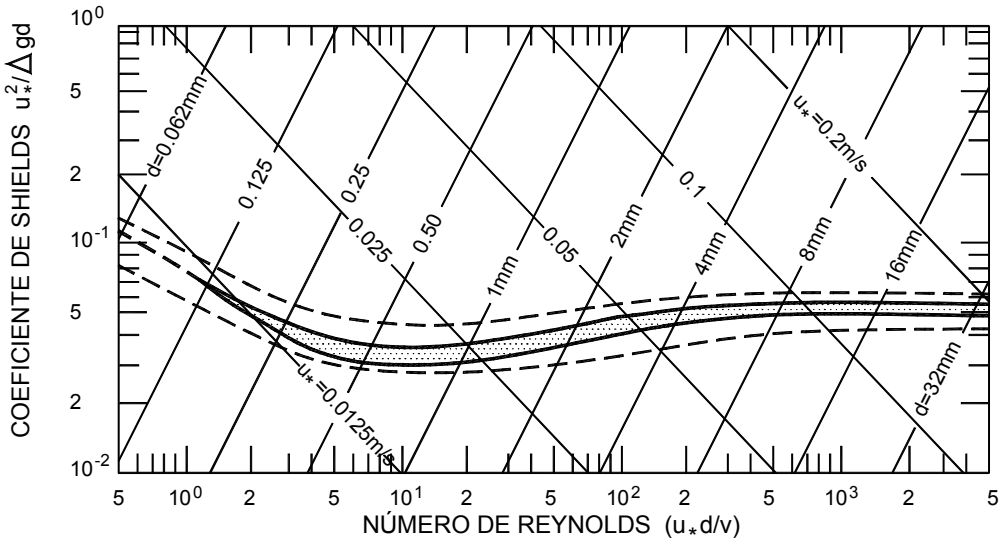


FIGURA 4.8 Coeficiente de Shields.

5. Método de Komura

La contracción de los cauces ocurre en zonas donde se construyen puentes, espigones o estructuras de contención de la orilla. La socavación puede calcularse mediante la siguiente expresión (Komura, 1971):

$$\frac{\Delta z}{y} = \left(1 + 1.2\,Fr^2\right)\left[\left(\frac{W}{W1}\right)^{2/3} - 1\right]$$

Donde:

Δz= Socavación

y = Altura del cauce inicial

W = Ancho inicial

W_1 = Ancho contraído

Fr = Numero de Froude

6. Método de Michiue

Otra fórmula utilizada es la de Michiue y otros (1984).

$$\frac{\Delta z}{h} = \left[\left(\frac{B_1}{B}\right)^{-4/7} - 1\right] + \left(0.5\,Fr^2\right)\left[\left(\frac{B_1}{B}\right)^{-6/7} - 1\right]$$

7. Método de Gill

Finalmente se presenta la fórmula desarrollada por Gill (1972)

$$\frac{\Delta z}{y} = \left(\frac{B_1}{B}\right)^{-6/7}\left[\left(\frac{W_1}{W}\right)^{-p}\left(1 - \frac{\tau_c}{\tau}\right) + \frac{\tau_c}{\tau}\right]^{-3/7} - 1$$

Donde:

τ = El esfuerzo de corte en el cauce arriba de la contracción

τc= Esfuerzo de corte crítico para el material de fondo

Las anteriores fórmulas también pueden utilizarse para contracciones debidas a espigones y otras estructuras.

8. Método del TRRL

Para calcular la socavación debida a la construcción de un puente, el TRRL (1992) recomienda utilizar un procedimiento de cálculos consecutivos hasta que se obtenga una velocidad estable para el caudal de diseño.

La velocidad se calcula con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n}\left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} . S^{1/2}$$

Una vez obtenida la velocidad para una socavación supuesta, se la compara con la velocidad competente de acuerdo a la figura 4.10.

Se repiten nuevamente los cálculos de velocidad con nuevos niveles de socavación hasta que las dos velocidades coincidan.

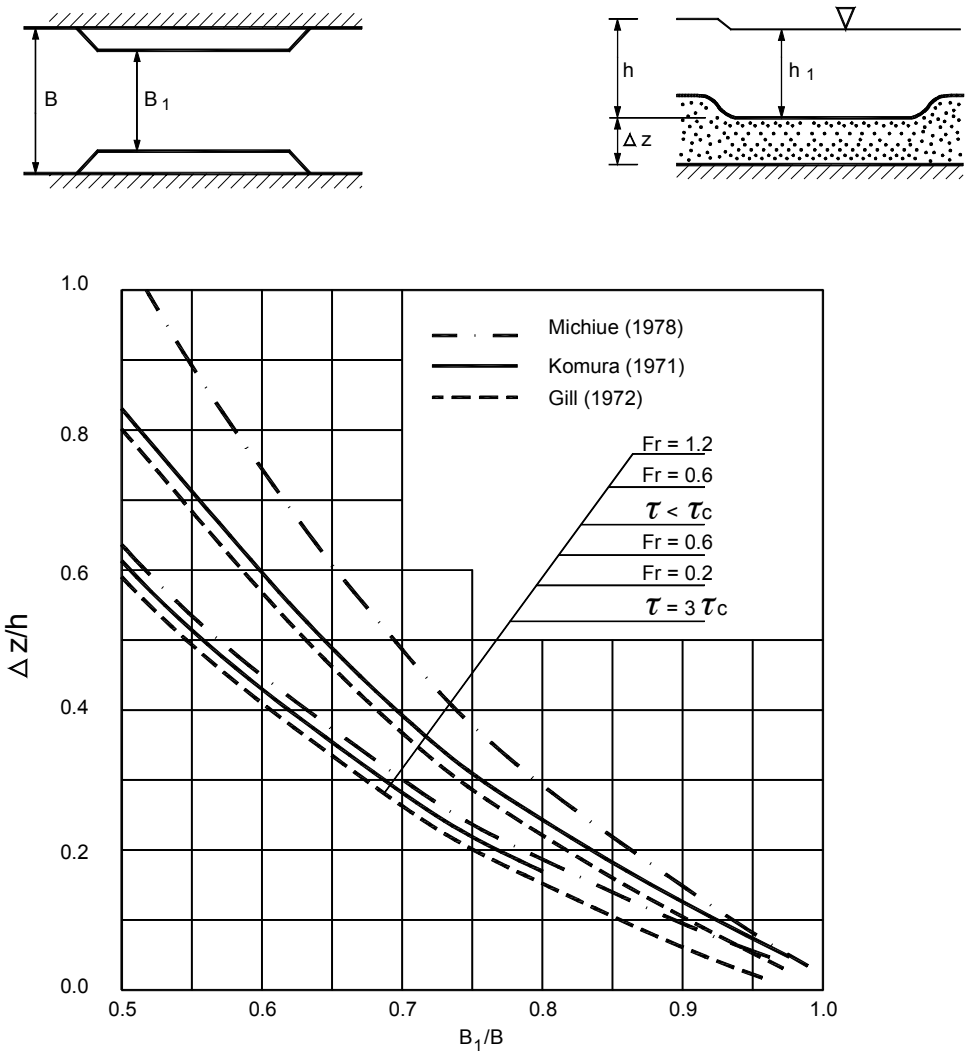


FIGURA 4.9 Diagrama para calcular la socavación en una contracción en un río.

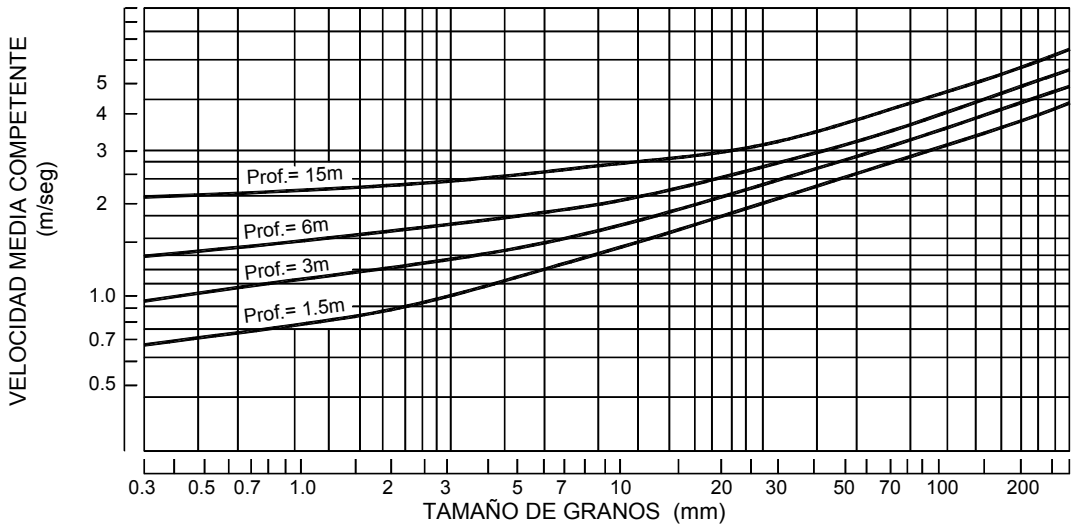


FIGURA 4.10 Diagrama para el cálculo de velocidad competente de socavación, método TRRL (1992).

TABLA 4.7 Velocidades competentes para suelos de diversas erosionabilidades TRRL (1992).

Profundidad del flujo (m)	Velocidad competente Vc m/seg		
	Erosionabilidad alta	Erosionabilidad mediana	Erosionabilidad baja
1.5	0.6	1.0	1.8
3	0.65	1.2	2.0
6	0.7	1.3	2.3
15	0.8	1.5	2.6

Efecto de los residuos flotantes

Cuando los residuos flotantes son bloqueados por la estructura de un puente u otro elemento en el cauce, se intensifica la erosión y la socavación. Al inicio un pequeño bloqueo puede producir un pequeño incremento en la contracción de la corriente y un aumento en la socavación. Con el paso del tiempo se puede aumentar la cantidad de residuos bloqueados y la socavación se va aumentando. Este fenómeno altera dramáticamente el patrón de flujo en la pila de un puente, generándose niveles de socavación muy superiores a los previstos.

Finalmente el puente puede ser bloqueado en tal forma que el flujo sobrepase el nivel de la estructura y pueda producirse la destrucción total del puente. Las raíces y troncos de árboles transportados por la corriente son elementos que aumentan considerablemente los niveles de socavación.

Generalmente los métodos convencionales para proteger los puentes como la colocación de pilotes aguas arriba, pueden resultar inadecuados. La barrera aguas arriba acumula los residuos, los cuales pueden soltarse en un solo evento, generándose una acumulación extraordinaria de residuos (Saunders y Oppenheimer, 1993). Las pilas en el cauce son especialmente vulnerables al efecto de los residuos flotantes.

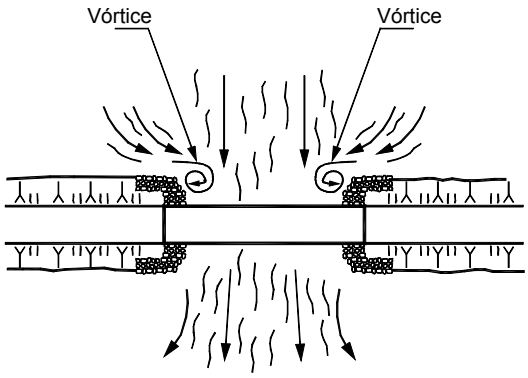


FIGURA 4.11 Localización de los vórtices principales en la contracción del cauce por un puente.

4.4 SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES

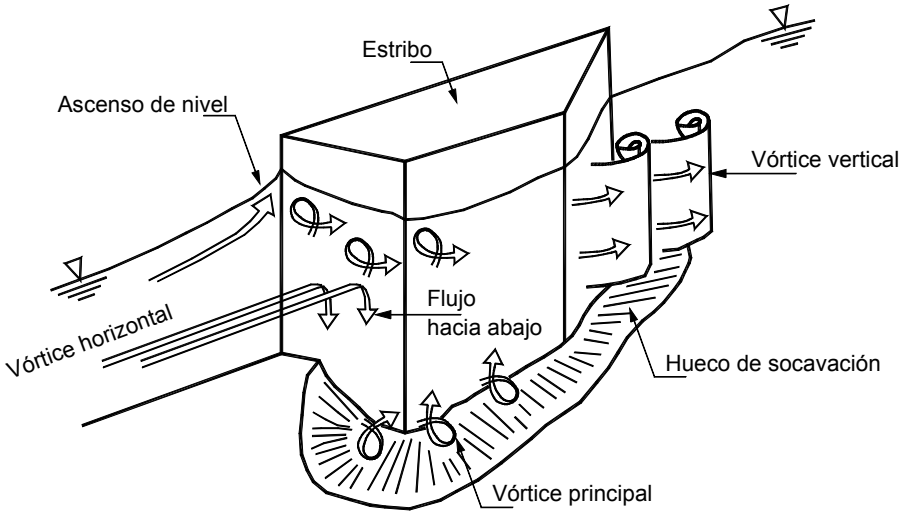


FIGURA 4.12 Esquema del flujo junto a estribos de puentes.

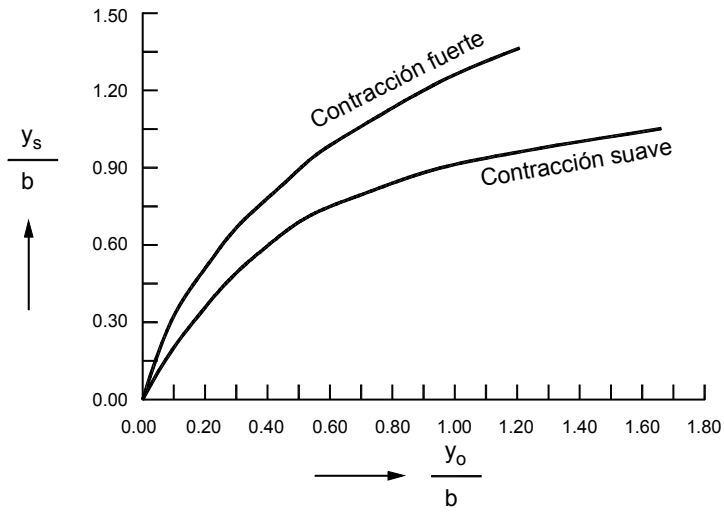


FIGURA 4.13 Método para determinar la socavación en estribos de puentes (Breusers y Raudkivi, 1991). (EROS 4-16) B

Los estribos de los puentes representan generalmente puntos de cambio brusco de la sección del río generándose turbulencias, las cuales a su vez producen socavación (Figura 4.11)

La socavación local en el estribo de un puente ocurre en dos sitios del estribo. Puede ocurrir una gran fosa de socavación en el pie del estribo, causado por un remolino horizontal y otra fosa aguas abajo del estribo causado por un remolino vertical. La fosa formada por el remolino horizontal se forma generalmente en la punta aguas arriba del estribo. El resultado es una socavación de hasta 2.6 veces la socavación debida a la contracción, si el cambio de sección es brusco y de hasta 1.5 veces para cambios de sección gradual (utilizando diques guía).

La mayoría de las fórmulas desarrolladas para calcular la socavación en el estribo se refieren a la estimación de la fosa, producida por el remolino horizontal. La totalidad de estas ecuaciones se basan en experimentos de laboratorio y no han sido verificadas en campo (Richardson y Lagasse, 1999), por lo tanto se requiere criterios de ingeniería para diseñar las cimentaciones de los estribos.

Para la protección contra la socavación causada por el remolino vertical se puede utilizar riprap o en su defecto un muro o dique para guiar la corriente aguas abajo del estribo. Estas estructuras también deben protegerse con revestimientos para evitar la erosión.

1. Método de Breusers y Raudkivi

Breusers y Raudkivi (1991) en modelos de laboratorio desarrollaron una grafica para obtener la socavación en estribos de puentes dependiendo de la altura de

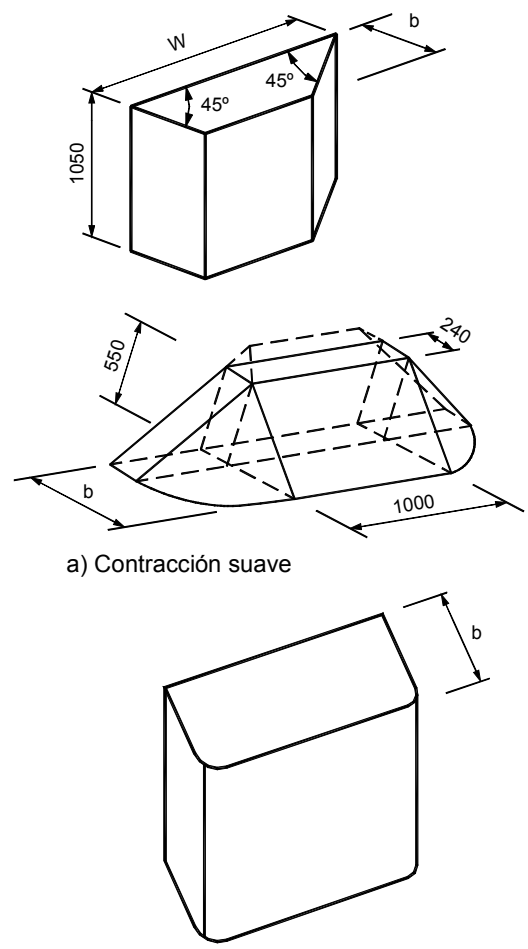


FIGURA 4.14 Tipos de estribo para cálculo de socavación.

flujo, y la longitud de estribo dentro del cauce (Figura 4.13).

2. Método del TRRL

El TRRL sugiere calcular la socavación junto a los estribos del puente metidos en el río, de acuerdo al sistema del TRRL explicado en la página 147, multiplicado por un factor de 2.25 (Tabla 4.8).

TABLA 4.8 Factores multiplicadores para calcular la socavación junto a estribos de puentes y obras de control de ríos.

Naturaleza de la obra	Multiplicador
Espigones	2.0 a 2.75
Estribos de puentes	2.25
Protección lateral	1.5 a 2.0

4.5 SOCAVACIÓN EN LAS PILAS DE PUENTES

Alrededor de las pilas o estructuras en la mitad de un cauce se forman sistemas de remolinos o vórtices y estos remolinos generan socavación. Generalmente, se genera un remolino en herradura y un remolino de estela o perturbación de dinámica del flujo (Figura 4.15). El mecanismo de socavación depende principalmente del remolino de herradura. Los sedimentos son levantados y sacados del hueco de socavación por este gran remolino en combinación con el remolino de estela. La velocidad de rotación del remolino es mayor aproximadamente a 70 grados del eje de la corriente en una pila cilíndrica. La fosa de socavación tiene una profundidad y ancho variables.

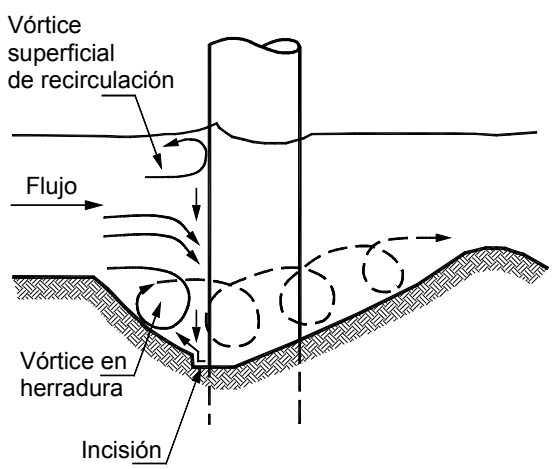


FIGURA 4.15 Diagrama en sección longitudinal del flujo alrededor de la pila de un puente.

4.5.1 FACTORES QUE AFECTAN LA SOCAVACIÓN EN PILAS

Los factores principales que afectan las características de la socavación en pilas de puentes son:

a. Las propiedades del líquido: Densidad, viscosidad cinemática, aceleración de la gravedad.

b. Las propiedades del flujo: Profundidad, velocidad, ángulo de ataque

c. Las propiedades del material de fondo del cauce: Densidad y tamaño de las partículas.

d. Las características de la pila: Ancho, forma, orientación.

Existe una gran cantidad de fórmulas y modelos para el cálculo de socavación en pilas de puentes, especialmente para los casos de materiales granulares en el cauce. La socavación en pilas de puentes puede ser tan profunda en materiales cohesivos como en materiales no cohesivos, sin embargo, en suelos cohesivos puede tomar más tiempo en lograrse la profundidad máxima de socavación.

El ancho de la pila es un factor determinante de la socavación. En el caso en el cual la relación entre la profundidad de flujo y el ancho de la pila $y/d < 2.5$, el efecto del ancho es mayor que para $y/d > 2.5$ (Johnson, 1999).

Efecto de los elementos junto a la pila

Se ha encontrado que la colocación de cercas flotantes alrededor de las pilas disminuye la profundidad de la socavación entre 15 y 50%, dependiendo en la profundidad sumergida de la cerca. Estas cercas aunque se les utiliza para evitar que las embarcaciones golpeen las pilas de los puentes, también cumplen con el objetivo de disminuir la socavación. Cuando se construyen cercas alrededor de las pilas, la profundidad de socavación es menor pero la fosa socavada es más ancha (Abed, 1999).

La colocación de discos alrededor de la pila es una forma de disminuir el efecto de la socavación. Su efecto es bloquear parcialmente y extender la formación del vórtice vertical creado por la pila. La mejor localización del disco es profundo sobre la

superficie del cauce. Al colocarlo a mayor altura el efecto disminuye, debido a que el remolino se genera debajo del disco.

La presencia de cimientos o de apoyos para pilotes, debajo de las pilas puede disminuir o aumentar la socavación. Los cimientos que sobresalen por encima del fondo pueden aumentar la socavación, y los cimientos anchos, por debajo del fondo pueden disminuirla. La localización del punto de variación depende de la relación entre la profundidad del flujo, el ancho del cimiento y la profundidad de la parte superior del cimiento.

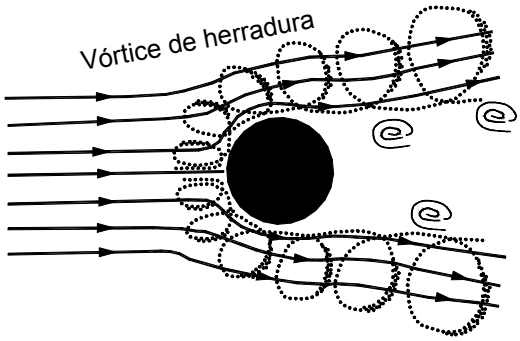


FIGURA 4.16 Esquema en planta de un vórtice de herradura alrededor de la pila de un puente.

4.5.2 MÉTODOS DE CÁLCULO

Existe una gran cantidad de métodos para estimar la socavación local en pilas de puentes. De estos métodos presentamos los más utilizados:

1. Método de la FHWA (HEC-18)

Esta fórmula fue desarrollada por Richardson y Davis (1995) y presentada como Norma de diseño por la Federal Highway Administration de los EE.UU.

$$\frac{y_S}{y} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \left[\frac{d}{y}\right]^{0.65} \cdot Fr^{0.43}$$

Esta ecuación tiene los siguientes límites:

$y_S \leq 2.4$ d, para $Fr < 0.8$

$y_S \leq 3.0$ d, para $Fr > 0.8$

Donde:

$y_S =$ Profundidad de socavación.

$Fr = V / (g.y)^{1/2}$

$V =$ Velocidad del flujo de acercamiento

$y =$ Profundidad del flujo

$d =$ Diámetro de la pila.

$K_1, K_2, K_3, K_4 =$ factores de forma, ángulo de orientación, rugosidad del fondo y uniformidad de la gradación respectivamente.

El factor K_1 depende de la forma de la pila y se obtiene de la tabla 4.9.(Figura 4.17).

TABLA 4.9 Factor de forma de la pila K_1

Forma de la pila	Factor K_1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Nariz circular	1.0
Nariz puntiaguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Para ángulos de ataque del flujo mayores de 5° se utiliza $K_1 = 1.0$

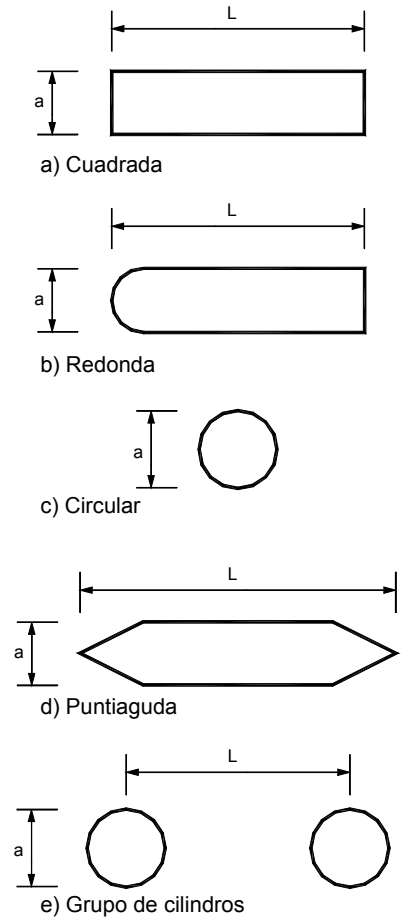


FIGURA 4.17 Formas de la pila para cálculo de socavación por el método del FHWA.

El coeficiente K_2 depende del ángulo de ataque del flujo (Tabla 4.10) y puede calcularse por medio de la ecuación

$$K_2 = \left(Cos\theta + L/d\ sen\theta\right)^{0.65}$$

Si L/d es mayor de 12 se debe utilizar L/d = 12 como valor máximo de K_2.

TABLA 4.10 Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo

Ángulo	Factor K_2		
	L/d=4	L/d=8	L/d=12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

El coeficiente K_3 depende de la rugosidad general del cauce y se obtiene de acuerdo a la tabla 4.11

TABLA 4.11 Factor de corrección por rugosidad general del cauce.

Características del fondo del cauce	Altura de dunas (m)	Factor K_3
Aguas limpias	-	1.1
Fondo plano y antidunas	-	1.1
Dunas Pequeñas	3>H<0.6	1.1
Dunas medianas	9>H>3	1.1 a 1.2
Dunas grandes	H>9	1.3

El coeficiente K_4 tiene por objeto disminuir el valor calculado de socavación para tener en cuenta que las partículas grandes de material disminuyen la socavación, y se obtiene de la siguiente expresión:

$$K_4 = \left[1 - 0.89\left(1 - V_R\right)^2\right]^{0.5}$$

$$V_R = \frac{V_o - V_i}{V_{c90} - V_i}$$

$$V_i = 0.645\left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0.053} . V_{c50}$$

$$V_{c50} = 6.19\, y^{1/6} . D_{50}^{1/3}$$

(Richardson y Davis, 1995)

Donde:

K_4 = Factor de corrección por gradación de los materiales

V_R = Relación de velocidades

V_o = Velocidad de acercamiento m/seg

V_i = Velocidad de acercamiento a la cual se inicia erosión en la pila, en granos de tamaño D_{50} m/seg

d = Ancho de la pila en metros

y = Profundidad del flujo de acercamiento

V_{c90} = Velocidad critica para movimiento incipiente de material de tamaño D_{90} m/seg

V_{c50} = Velocidad critica para movimiento incipiente de material de tamaño D_{50} m/seg

La FHWA estableció las siguientes limitantes para la aplicación del coeficiente K_4:

- El coeficiente K_4 se aplica solo cuando D_{50} > 60 mm.
- K_4 = 1.0 para V_R > 1.0
- Valor mínimo de K_4 = 0.7.

Estos límites al coeficiente K_4 fueron confirmados por Richardson y Richardson (1999).

2. Método de Nueva Zelanda

Este método fue presentado por Melville y Sutherland (1988) y se basa en que la máxima posible socavación (*z*) que puede ocurrir en una pila cilíndrica es igual a 2.4 veces el diámetro de la pila *d*.

z máxima = 2.4 *d*.

Este valor máximo puede reducirse utilizando una serie de coeficientes que dependen de diferentes factores.

$$\frac{z}{d} = 2.4 \cdot K_u \cdot K_h \cdot K_d \cdot K_\sigma \cdot K_s \cdot K_\alpha$$

Donde:

K_u = Factor de intensidad de flujo

K_h = Factor de profundidad

K_d = Factor de tamaño de sedimentos

K_σ = Factor de la gradación de los sedimentos

K_s = Factor de la forma de la pila

K_α = Factor del alineamiento de la pila

$$K_u = \left[\frac{V - \left(V_{a-U_c}\right)}{V_c}\right]$$

para $V < V_a$

$K_u = 1.0$

para $V > V_a$

Donde:

V = Velocidad promedio del flujo de acercamiento

V_a = Velocidad promedio de acercamiento por encima de la cual no se forma coraza en el fondo.

V_c = Velocidad media de flujo de erosión.

$$K_h = 1.0$$

Si h/d > 2.6

$$K_h = 0.78(h/d)^{0.255}$$

Si h/d < 2.6

$$K_D = 1.0$$

Si $d/D_{50} < 2.5$

$K_\sigma = 1$ para suelos bien gradados.

K_s = Se obtiene de la tabla 4.12

$$K_\alpha \cong 9.6 - 8.6\left(1+\frac{\alpha}{90^o}\right)^{0.11(1-L/b)}$$

Donde:

α = Angulo de ataque en grados

L = Longitud de la pila

b = Ancho de la pila

TABLA 4.12 Factores de forma de la pila K_s para el cálculo de socavación.

Forma en planta de la pila	Longitud / ancho	K_s
Lenticular	2.0	0.97
	3.0	0.76
	4.0	0.67 a 0.73
	7.0	0.41
Elíptica	2.0	0.91
	3.0	0.83
Perfil Joukowski	4.0	0.86
	4.1	0.76
Rectangular	2.0	1.11
	4.0	1.11 a 1.40
	6.0	1.11

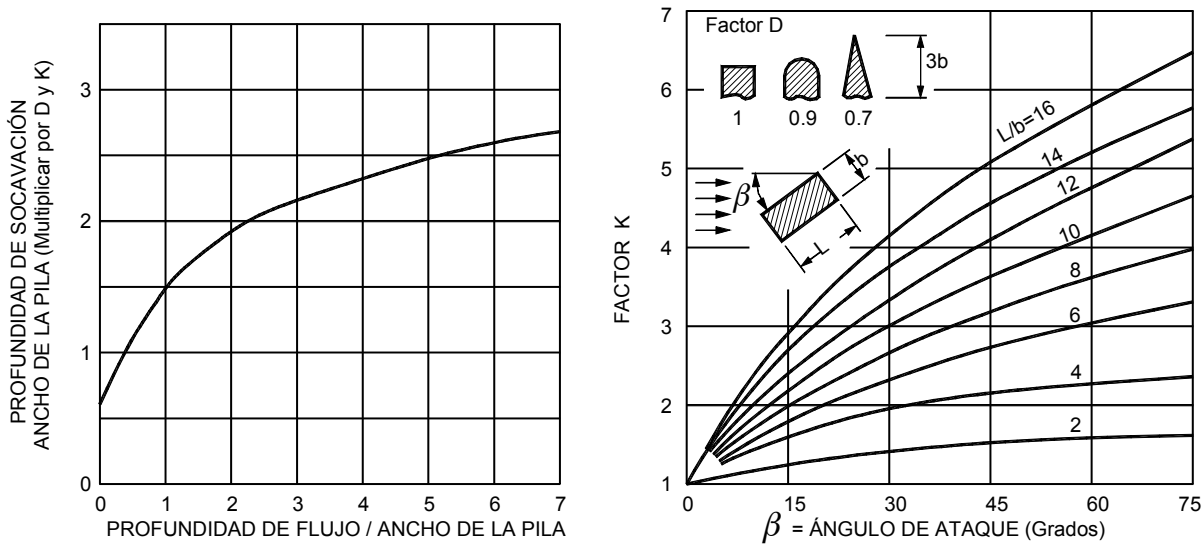


FIGURA 4.18 Determinación de la profundidad de socavación alrededor de una pila (Laursen y Toch).

3. Método de Laursen y Toch

La socavación alrededor de la pila de un puente según Laursen y Toch se puede calcular mediante la gráfica de la figura 4.18.

4. Método del TRRL

El TRRL recomienda utilizar la gráfica de la Figura 4.19, multiplicada por un factor que se obtiene de la tabla 4.13.

TABLA 4.13 Factores multiplicadores para el cálculo de socavación en pilas de puentes método TRRL-1992

Angulo de inclinación de la pila con la corriente	Relación Largo / ancho de la pila		
	4	8	12
	Factor multiplicador		
0°	1.00	1.00	1.00
5°	1.17	1.40	1.65
10°	1.33	1.70	2.12
15°	1.50	2.00	2.50
20°	1.67	2.25	2.83
25°	1.83	2.50	3.17
30°	2.00	2.75	3.50

Observaciones al cálculo de la socavación en pilas

La experiencia ha demostrado que para pilas muy anchas la formula del FHWA da valores muy superiores a los reales. Igual situación ocurre cuando se calcula la socavación para cimientos anchos. Sin embargo, este método es el más utilizado especialmente por su carácter de norma obligatoria en los EE.UU.

El valor *d* que se utiliza en la fórmula debe ser el valor del ancho de pila cerca al fondo del cauce, después de tener en cuenta tanto la degradación a largo plazo como la socavación por contracción del cauce.

Cuando hay grupos de pilas que se proyectan por encima del fondo del cauce después de la degradación a largo plazo y la socavación por contracción, se puede suponer que el grupo de pilas se ha representado por una pila de ancho igual al área proyectada sumada, de las pilas, ignorando el espacio entre ellas.

En el caso en que exista la posibilidad de acumulación de material grueso entre las pilas, debe suponerse una pila del ancho total del sistema.

Un caso extremadamente grave de socavación ocurriría si se llega a presentar flujo a presión debajo del puente. La socavación en la pila se incrementaría de 2.3 a 10 veces el valor calculado (Abed, 1991).

En el caso de flujos hiperconcentrados de sedimentos se aumenta en forma sustancial la socavación en la pila de un puente y deben suponerse socavaciones muy superiores a las calculadas, sin embargo, no existen expresiones debidamente aceptadas para el cálculo de la socavación en este caso.

4.5.3 ANCHO DE LAS FOSAS DE SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES

La mayoría de las ecuaciones para el cálculo de la socavación están orientadas a calcular los valores verticales de la socavación, sin embargo, en muchos

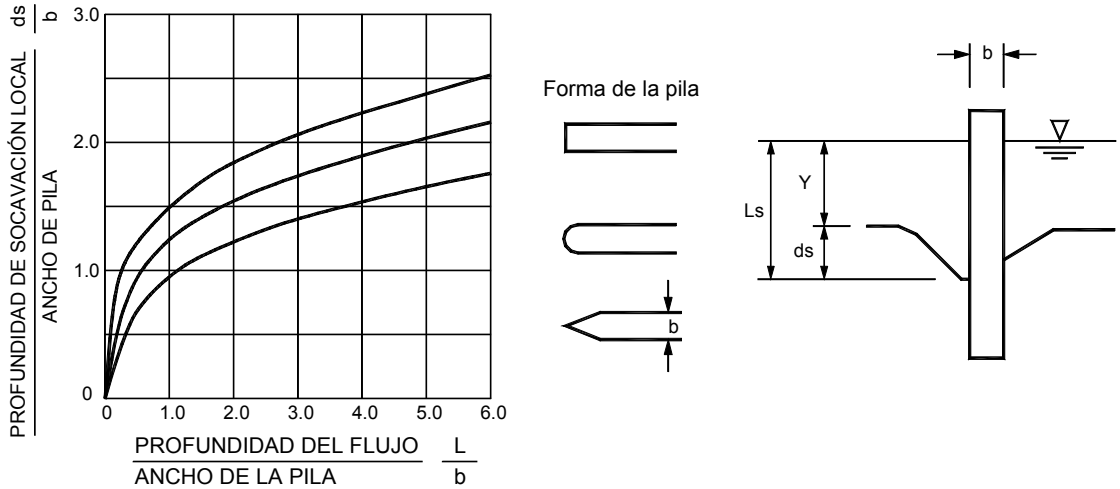


FIGURA 4.19 Curvas para estimar la profundidad local de socavación en pilas de puentes de acuerdo al TRRL-1992.

FOTOGRAFÍA 4.3 Efecto de la socavación en la curva de un río protegida por un muro en gaviones.

FOTOGRAFÍA 4.4 Efecto de la socavación acelerada por el dragado en el Río Magdalena - Colombia.

casos es importante determinar el ancho de las fosas de socavación, especialmente cuando existe el riesgo de que las socavaciones de dos elementos de la estructura se traslapen. Butch (1999) realizó mediciones de socavación en los puentes de la ciudad de Nueva York y encontró que las fosas de las pilas atravesadas al flujo son de menor ancho aguas arriba de la pila y de mayor ancho aguas abajo de esta.

El ancho máximo de la fosa de socavación para una pila orientada con el flujo, de acuerdo a Richardson (1999) se puede obtener por medio de la expresión:

$$W_S = y_S\left(1.36\cot\phi + 0.44\right) + 0.10$$

Donde:

$y_s =$ Profundidad de socavación

$\phi =$ Ángulo de fricción del material granular

4.6 SOCAVACIÓN EN ESPIGONES

Los espigones actúan como deflectoras del flujo, disminuyendo el ancho efectivo del cauce. Las velocidades se aumentan y se producen dos tipos de socavación, las cuales deben sumarse:

a. Socavación por contracción del cauce, la cual puede calcularse con los sistemas desarrollados para otro tipo de contracciones.

b. Socavación local en la en la punta del espigón.

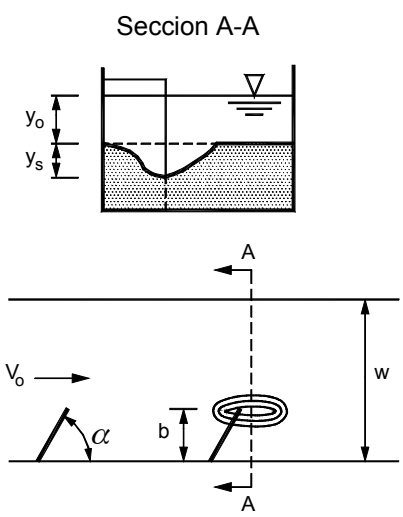


FIGURA 4.20 Esquema de espigones para calcular la socavación.

La socavación en la punta del espigón depende de la posición del espigón, su forma y su inclinación con respecto a la orilla.

Breusers y Raudkivi recomiendan utilizar la siguiente expresión:

$$y = 2\left(K_1 . K_2 . K_3\right) q_1^{2/3}$$

Donde:

$q_1 =$ Descarga unitaria en la sección contraída en m^3 / seg.

K_1, K_2, K_3, son coeficientes que se obtienen de las tablas 4.14, 4.15 y 4.16.

TABLA 4.14 Coeficiente K_1

α Ángulo entre el espigón y la orilla (en grados)	K_1
30	0.8
45	0.9
60	0.95
90	1.0
120	1.05
150	1.50

TABLA 4.15 Coeficiente K_2

Pendiente de la pared del dique	K_2
Vertical	1.0
45°	0.85

TABLA 4.16 Coeficiente K_3

Posición del espigón respecto al canal	K_3
Canal recto (Ambas orillas)	1.0
Parte cóncava de la curva	1.1
Parte convexa de la curva	0.8
Sector aguas abajo en una curva muy fuerte	1.4
Sector aguas abajo en una curva moderada	1.1

4.7 SOCAVACIÓN EN ALCANTARILLAS Y BOX COULVERTS

Las alcantarillas y box-coulverts generan concentraciones de agua, las cuales producen varios fenómenos así:

a. Erosión aguas abajo de la estructura por chorros concentrados de agua a velocidades generalmente altas. Estos chorros pueden producir cárcavas de erosión de gran magnitud si la fuerza tractiva de la corriente es superior a la resistencia a la erosión. El chorro funciona como un disipador de energía concentrada por la alcantarilla.

b. Sedimentación dentro de la estructura y aguas arriba de esta. La estructura genera por si misma un represamiento del flujo y/o puede ser obstruida por troncos de árboles o por bloques de roca.

c. Socavación por flujo concentrado si el fondo de la estructura se encuentra descubierto. Este caso es común en alcantarillas metálicas de medio círculo. Los apoyos de la alcantarilla deben cimentarse por debajo de la profundidad de socavación.

Cálculo de la socavación en alcantarillas

Breusers y Raudkivi (1991) recomiendan utilizar las siguientes expresiones para determinar la profundidad, ancho y longitud de las fosas de socavación aguas abajo de alcantarillas:

Profundidad de socavación:

$$\frac{y_s}{D} = 0.65 \left(\frac{V_o}{v_{*c}}\right)^{1/3}$$

Ancho de socavación:

$$\frac{B_s}{D} = 7.5(Fr)^{2/3}$$

Longitud de socavación:

$$\frac{L_s}{D} = 15(Fr)^{2/3}$$

Donde:

$V_o =$ Velocidad promedio en la alcantarilla

$D =$ Diámetro de la alcantarilla

$V_{*c} =$ Velocidad de cortante critica para el material de suelo.

La socavación en alcantarillas y box coulverts puede controlarse mediante la construcción de espolones profundos y/o el revestimiento lateral y de fondo en la salida de la estructura, en la forma como se indica en el capítulo 13.

4.8 SOCAVACIÓN EN EL PIE DE UN VERTEDERO

Un aspecto muy importante en el diseño de vertederos es la predicción de la socavación local que va a ocurrir aguas abajo de la estructura de caída. Los ingenieros deben diseñar estructuras que resistan la suma de la socavación general debida a la corriente y la socavación local ocasionada por la caída de agua.

Existen varios métodos para el cálculo de la socavación local, los cuales dan resultados muy diferentes:

Los métodos más utilizados son los siguientes:

1. Método de Veronese

El método de Veronese reportado por Mason y Arumugan (1985) está representado por la siguiente ecuación:

$$D_s + Y_t = 0.202\, H^{0.225}\, q^{0.54}\, d_m^{-0.42}$$

El método de Veronese fue desarrollado en 1937 y solo tiene importancia histórica.

2. Método de Mason y Amurugan (1985)

Este método se desarrolló con base en las mediciones de la socavación en los vertederos de grandes estructuras como presas.

$$D_s + T_t = (6.42 - 3.1H^{0.1})\,\frac{q^{0.6-H/300}\,H^{0.05+H/200}\,Y_T^{0.15}}{g^{0.3}\,d_m^{0.1}}$$

3. Método de Bormann y Julien (1999)

$$D_s + D_p = K\,q^{0.6}\,\frac{V_0}{g^{0.8}\,d_s^{0.4}}\,sen\beta'$$

Donde:

$$K = C_d^2\left(\frac{\gamma\,sen\phi}{\mathrm{B}sen(\phi+\alpha)(\gamma_s-\gamma)g}\right)^{0.8}$$

Las ecuaciones de Bormann y Julien son aplicables tanto para chorros libres como para chorros sumergidos.

El ángulo α se considera igual al ángulo β', para chorros libres.

Para chorros sumergidos el ángulo β' puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$\beta' = 0.316sen + 0.15\ln\left(\frac{D_p\,Y_o}{Y_o}\right) + 0.13\ln\frac{Y_t}{Y_o} - 0.05\ln\left(\frac{V_o}{\sqrt{g\,Y_o}}\right)$$

4. Método de Mikhalev

Para calcular la socavación máxima generada por un vertedero sobre una superficie sin proteger para materiales granulares con diámetro medio, mayor de un milímetro Mikhalev (1971) propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{z+h_d}{b_1} = 4.8\left(sen\beta_1 + 0.33\cos\beta_1\right)\left[\frac{(Fr_D)^{4/3}}{k\left(\frac{h_d}{D_{95}}\right)^{1/3}} - 1\right]$$

$$Fr_D = \frac{\sqrt{U_0^2+V_1^2}}{\sqrt{g\,D_{95}}}$$

$$b_1 = \frac{q}{\sqrt{U_0^2+V_1^2}} = \frac{q}{\sqrt{U_0^2+2gy\phi^2}}$$

$$\beta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{\phi\sqrt{2gy}}{U_o}\right)$$

Donde:

z = Profundidad máxima de socavación.

h_d = Profundidad de flujo aguas abajo de la socavación

b_1 = Espesor del chorro.

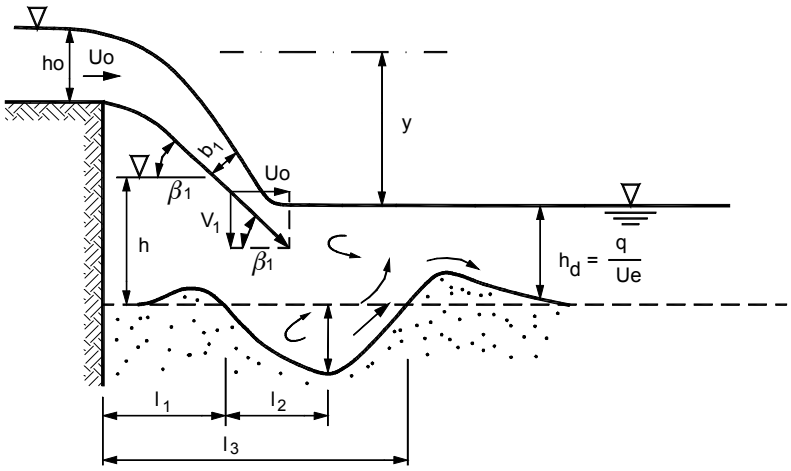


FIGURA 4.21 Socavación en el pie de un vertedero.

β_1 = Angulo de caída del chorro

U_o = Velocidad del agua en la cresta (flujo crítico)

V_1 = Velocidad vertical del chorro (a calcular por fórmulas básicas de hidráulica)

q = Descarga o caudal específico

y = Altura de caída

g = Aceleración de la gravedad

k = Coeficiente que depende de la profundidad del agua, aguas abajo y del diámetro de las partículas (Tabla 4.17)

ϕ = Coeficiente de velocidad (Tabla 4.18)

TABLA 4.17 Valores del coeficiente k

H_d / D_{95}	k
> 10	1.21
10	1.26
<10	1.32

Observaciones al cálculo de socavación en vertederos

Los cálculos de socavación como tendencia general son el resultado de mediciones en laboratorio de modelos para casos específicos y no el resultado de una interpretación precisa de los procesos físicos de la socavación.

TABLA 4.18 Valor del coeficiente de velocidad ϕ

y, altura de caída del agua (m)	ϕ Coeficiente de velocidad
1	0.97
2	0.95
3	0.91
4	0.88
5	0.86

La fórmula de Veronese generalmente da valores inferiores de socavación a las fórmulas restantes y existen diferencias de resultados de magnitudes considerables entre las diferentes fórmulas, las cuales varían en ocasiones hasta 20 veces el uno del otro (Bormann, 1999).

Por la razón anterior los ingenieros se ven forzados a tomar decisiones utilizando ecuaciones desarrolladas para situaciones muy diferentes a aquellas del diseño y con la incertidumbre de que la socavación real pueda ser también muy diferente a la calculada.

4.9 SISTEMAS DE CONTROL DE LA SOCAVACIÓN

La socavación puede controlarse de varias formas así:

a. Construcción de estructuras para manejar el flujo disminuir la profundidad de socavación, tales como estructuras de caída para proteger el fondo aguas abajo de la estructura o revestimientos de la zona expuesta a socavación. Unas de las estructuras más populares son las estructuras guía para la protección de estribos de puentes.

b. Recubrimiento del cauce

   El enrocado es el método más común y mejor documentado para el control de socavación en pilas de puentes. Las alternativas de enrocado varían en cuanto al tamaño, forma y masa, como también en su flexibilidad del diseño.

   La profundidad de socavación puede reducirse colocando enrocado alrededor de la pila, en un ancho de ocho veces el ancho de la pila (Ruff y Nickelson, 1993).

   Otros sistemas alternativos incluyen los tetrápodos, hexápodos, gaviones, bolsacreto, adoquines unidos por cables y estructuras ancladas.

c. Construcción de cimentaciones profundas muy por debajo del nivel de socavación esperada.

   La mayoría de los estudios realizados sobre los métodos para el control de la socavación se refieren a la protección de los puentes, sin embargo los mismos sistemas se han utilizado para la protección de cruces de oleoductos y similares.

d. Construcción de estructuras flexibles que se adapten a la socavación. Un ejemplo son las estructuras en gaviones o en enrocado.

Estructuras guía para la protección de estribos de puentes

La Federal Highway administration (FHWA) recomienda la utilización de diques laterales para conducir las aguas al acceso de un puente y disminuir

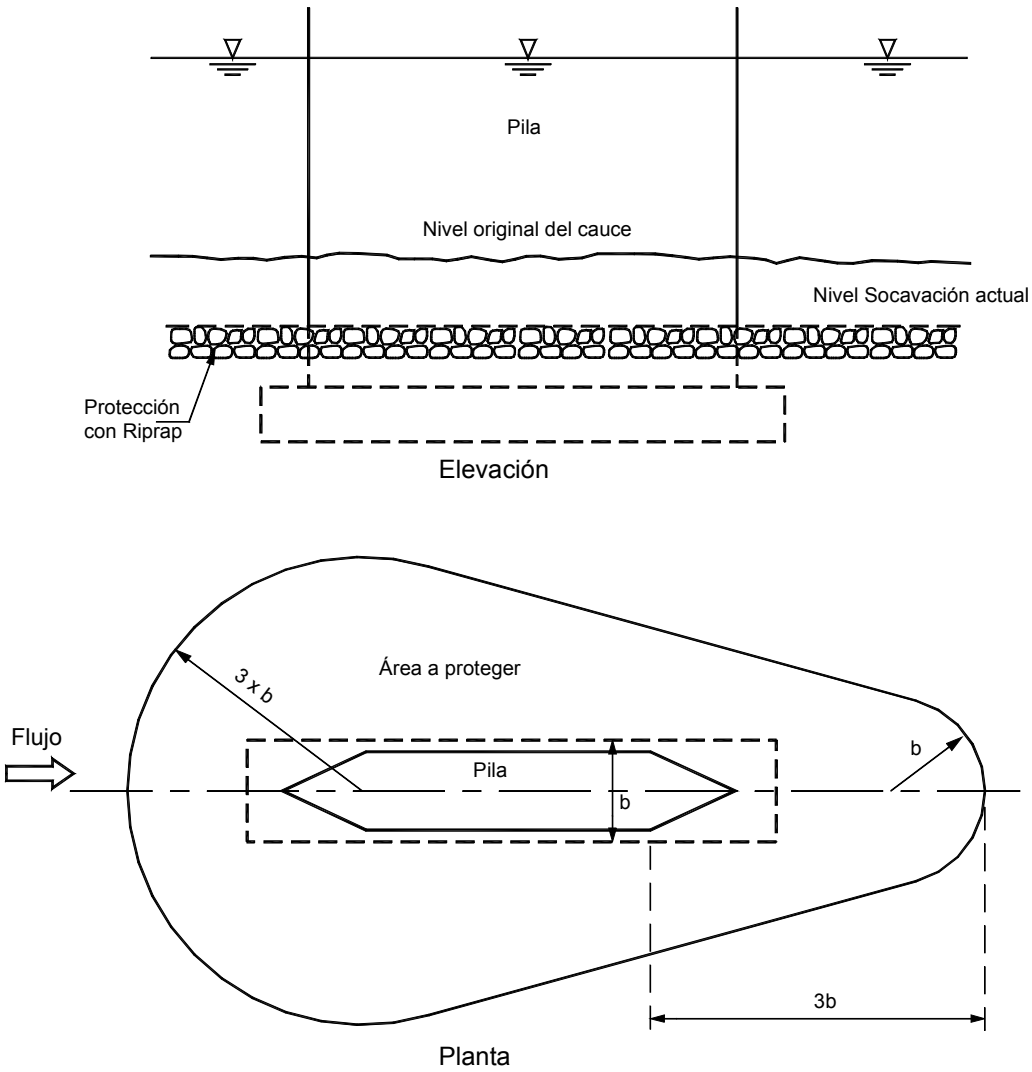


FIGURA 4.22 Area que requiere protección en enrocado alrededor de la pila de un puente. (TRRL, 1992)

en esta forma la socavación por la contracción junto a los estribos del puente (Figura 4.23). Este sistema fue presentado en forma detallada por Lagasse y otros (1999).

Al construirse un puente generalmente ocurre una contracción del flujo. El ancho de la corriente es menor en el sitio del puente. Esta contracción genera una socavación local concentrada junto a los estribos. La obstrucción genera un remolino horizontal junto al estribo aguas arriba y un remolino vertical aguas abajo. Entre más marcada y fuerte es la contracción, los remolinos son más fuertes y se produce una socavación mayor.

La construcción de diques que faciliten el flujo y hagan más suave la contracción ayudan a disminuir la socavación y la alejan del estribo, mejorando su estabilidad. Los niveles de turbulencia son menores cuando se construyen diques guía para el flujo.

Los diques guía pueden construirse en enrocado, concreto, gaviones, bolsacreto, tierra revestida o cualquier otro material utilizado para la construcción de muros o diques.

Los diques guía se inician junto al estribo y se van separando del centro de la corriente hacia aguas arriba. Los mejores resultados se obtienen con una

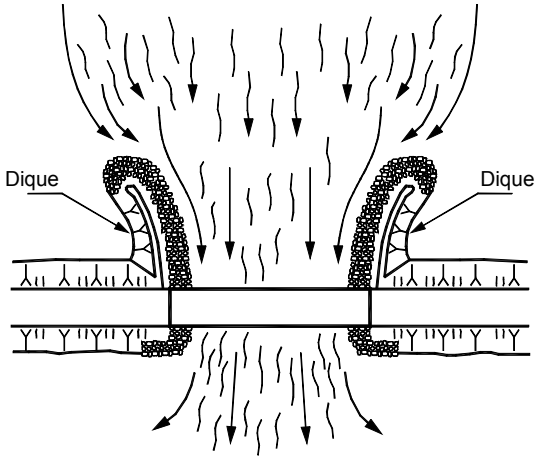


FIGURA 4.23 Sistema de diques guía para disminuir los efectos de socavación localizada en los estribos de un puente.

forma en planta del cuarto de una elipse, con una relación entre el eje mayor L_s y el eje menor de 2.5: 1 (Lagasse y otros, 1999). En esta forma se logra un cambio gradual del flujo. El final del dique debe tener una forma redondeada y una pendiente suave (2H: 1 V o menor). Debe tenerse en cuenta que se trata de presentar una socavación importante al final del dique.

La forma del dique puede ser determinada mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{X^2}{L_S^2} + \frac{Y^2}{(0.4L_S)^2} = 1$$

La longitud del dique puede obtenerse mediante el nomograma de Bradley.
Donde:

Q = caudal total de la corriente en m³/seg.

Q_f = Caudal lateral interceptado por el estribo y el terraplén.

Q_{30m} = Caudal por debajo del puente en los 30 metros más cercanos al estribo.

V = Q/A = Velocidad promedio por debajo del puente.

L_s = Longitud requerida del dique.

La altura del dique debe diseñarse para que no sea sobrepasada por el nivel máximo del agua. Se exige mínimo 0.6 metros de borde libre.

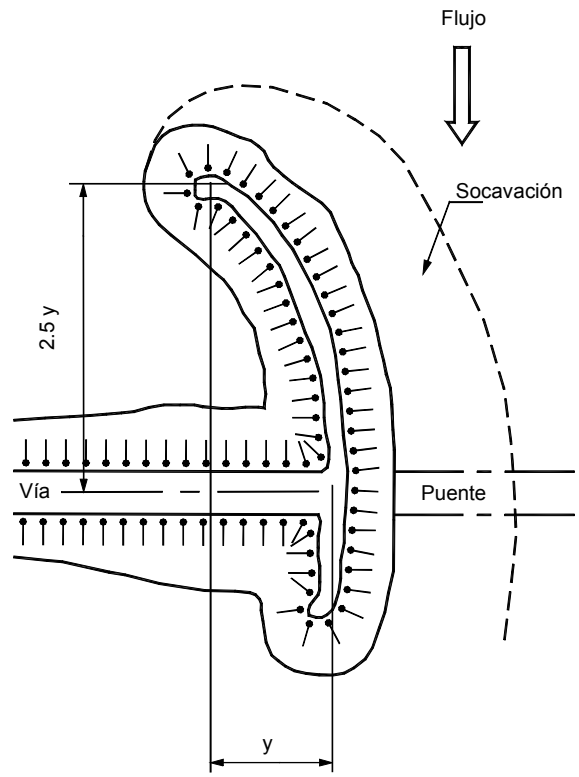


FIGURA 4.24 Detalle de un dique guía.

La forma de la sección del dique depende principalmente de la calidad y características de los materiales que se empleen para su construcción.

Procedimiento para el diseño de puentes contra socavación

No existen recetas sencillas para el análisis de los sitios de puentes y se recomienda en todos los casos realizar estudios completos incluyendo todos los factores geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos, que afectan el comportamiento de los sitios de cruce.

Neill (1975) presentó una lista de recomendaciones para el análisis y diseño, la cual se presenta en la tabla 4.19.

TABLA 4.19 Listado de datos básicos para el diseño de sitios de cruce de puentes (Adaptado de Neill, 1975).

Naturaleza de la información	Lista de Elementos a estudiar	Investigaciones a realizar
Mapas Planos Fotografías	Planos topográficos Planos geológicos Cartas de cauces navegables Fotografías antiguas y recientes	Identificar topografía, geología, profundidades de navegación y morfología del río en el sitio, comparándolos con la información obtenida.
Puentes y otras estructuras existentes en el río	Dimensiones de luz, galibo, etc. Fechas de construcción Reparaciones que se han realizado Alteración daño, falla, etc. Perfil de la vía en el valle de inundación Niveles de cimentación Niveles históricos de inundación Sondeos antiguos Levantamientos topográficos de socavación	Analizar el comportamiento que han tenido las estructuras y cimientos, buscar evidencias de daños e investigar las razones de las reparaciones. Chequear si la carretera o la superestructura del puente fue alguna vez levantado. Buscar evidencias de socavación y chequear las medidas de protección. Chequear por evidencia local de inundación o rompimiento de los terraplenes.
Información hidrológica	Caudales medidos en las estaciones hidrométricas más cercanas. Curvas de frecuencia de inundaciones. Hidrogramas anuales y curvas de duración de inundaciones. Información de lluvias, intensidad y distribución de las precipitaciones; intensidad y duración de las tormentas máximas. Información no publicada o extraoficial y datos de periódicos antiguos. Información de tormentas, huracanes, avalanchas, etc. Inundaciones de diseño utilizadas para el diseño de otros puentes, presas, etc. Tipos de suelo y permeabilidad en la cuenca Tamaño y características de la cuenca.	Chequear la credibilidad de la información. Buscar evidencias locales para confirmar la información. Investigar velocidades y direcciones de las corrientes máximas.
Hidráulica y capacidad del canal	Levantamientos batimétricos. Pendiente de acuerdo a los mapas topográficos. Cálculo de caudales. Volúmenes de sedimentos. Empalizadas.	Medir las dimensiones del canal y del valle de inundación. Tomar fotografías del canal y de las áreas adyacentes. Medir la pendiente del canal. Determinar la rugosidad del canal y de los planos de inundación.
Información geotécnica	Datos de estudios de suelos. Información de excavaciones y/o pilotes de estructuras existentes.	Tomar muestras del suelo del lecho. Buscar evidencias de los tamaños máximos de partículas transportados por las inundaciones. Buscar evidencias de afloramientos de roca. Realizar sondeos a profundidades por debajo del posible nivel de socavación. Describir y tomar fotografías de los bancos de materiales.
Morfología de la corriente	Comparar mapas y fotografías aéreas de diferentes años para buscar evidencias de movimientos laterales de los canales, barras y erosión de los bancos, etc.	Medir la socavación máxima presente en las curvas, contracciones, farallones y estructuras existentes. Buscar evidencias de movimiento de los canales, erosiones y deslizamientos. Buscar información sobre fenómenos de agradación o degradación. Observar los movimientos de las corrientes y sedimentos en el campo.
Intervención antrópica	Presencia de represas, canales de riego o drenaje, canalizaciones y otras intervenciones de la corriente.	Buscar evidencias sobre el efecto que han tenido las intervenciones antrópicas.
Función de la estructura	Características de la navegación. Necesidades viales.	Analizar en campo la funcionalidad de las diversas alternativas de cruce.

REFERENCIAS

Abed, L.M., Richardson, E.V. (1999), "Effect of fenders on local pier scour". Stream stability and scour at highway bridges. ASCE, pp.183-188.

Abed, L.M., Richardson, E.V., Richardson, J.R. (1991), "Bridges and structures". Transportation research record 1290, Vol. 2, Third bridge engineering conference, Transportation research board, Washington, D.C.

ASCE (1975), "Sedimentation Engineering". ASCE Manual Nº 54 -.

Bormann N.E., (1999) "Comparison of local – scour predictions at drop-structures and threats to bridge foundations". Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. , Reston , Virginia. Pp. 869-878.

Bormann N.E., Julien P.Y. (1999), "Scour downstream of grade-control structures". Journal of the hydraulics division, ASCE, 117 (5), 579 – 594.

Breusers H.N.C., Raudkivi A.J., (1991), "Scouring", IAHR Hydraulic Structures Design Manual. Balkema A.A., Rotterdam p. 143.

Brown, S.A., E.S. Clyde, (1989), "Design of Riprap Revetment," Hydraulic Engineering Circular No. 11, FHWA-IP-89-016, Washington, D.C.

Brunner G. W. (1999), "Using HEC-RAS to compute Scour al Bridges" Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. Reston Virginia, pp. 679-688.

Butch G.K. (1996), "Scour-hole dimensions at selected bridge piers in New York" Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. 1999. P. 548

Butch G.K. (1999), "Relation of local scour to hydraulic properties at selected bridges in New York". Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. Pp. 573-577.

Costa J.E. Baker V.R. (1981), "Surficial Geology, Building with the Earth". John Wiley New York.

Crosato, (1990), "Simulation of meandering river processes". Delft Unive. Of technology, civil engineering, Delft, Netherlands.

Crossett, C. (1993), "Overminig causes undermining". Hydraulic engineering, 1993. p. 1876.

Dunn, I.S., (1959), "Tractive Resistance of Cohesive Channels", Proc. ASCE, Vol. 85, Nº SM3,.

Einstein, H.A., (1950) "The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows", Tech. Bull. No. 1026, USDA, Soil Conservation Service.

FHWA (1998) "Scour at bridges". Technical advisory 5140.20. Federal highway administration, U.S. Department of transportation, Washington, D.C.

Flores I. - Aguirre J. (1978) "Análisis Crítico de los métodos para estimar la socavación en flujo torrencial". CIDIAT – Universidad de los Andes - Mérida - Venezuela.

Froehlich D.C., Hopkins T.C., Beckham T.L. (1995), "Preliminary assessment of local scour potential at bridge piers founded on rock" Water resources Engineering, Washington D.C. p.976.

García M. (1979), "Socavación de cimentaciones de Puentes". Universidad Nacional Bogotá.

Gill, M.A. (1972), "Erosion of sand beds around spur-dikes". Proc. ASCE, J. of the Hydr. Div.

Gill, M.A. (1981), "Bed erosion in rectangular long contraction". Proc. ASCE 107 (HY3); 273-284

Grissinger, E. H., (1966), "Resistance of Selected Clay Systems to Erosion by Water", Water Resources Research, Vol. 2, No. 1, First Quarter.

Gruat J. , Castex, L., Manthey, T., (1970), "Teoria I praktyka badan hydraulicznych" (en Polaco). Theory and practice of hydraulic research. Wroclaw: Zaklad Nar. Im. Ossolinskich.

Joglekar, D.V. (1971), "Manual on river behaviour, control and training". Central board of irrigation and power. Publ. No. 60. New Delhi.

Johnson P.A. (1999), "Scour at wide piers relative to flow depth" Stream stability and scour at highway bridges. ASCE p 280-287.

Klaassen,, G.J. & K. Verneer (1988), "Confluence scour in large braided rivers with fine bed material". Int. conf. On fluvial hydraulic, Budapest.

Knighton, (1984), "Fluvial form and proceses. London: Edwar Arnold (Publishers) Ltd.

Komura S. (1971), "River – bed variation at long constrictions". XIVth Congress of IAHR, Vol. 3, Subject C, pp109-116.

Lagasse P.F., Richardson E.V., Schall J.D., Price G.R., (1997), "Instrumentation for measuring scour at bridge piers and abutments". Transportation Research Board, report 396. Washington D.E., 110 p.

Lagasse P.F., Richardson E.V., Schall J.D., Richardson J.R., Price G.R. (1999), "Fixed instrumentation for monitoring scour at bridges" Stream stability and scour at highway bridges. ASCE, Reston, Virginia, pp 505 -524.

Lagasse, P.F., M.S. Byars, L.W. Zevenbergen, P.E. Clopper, (1997), "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures – Experience, Selection, and Design Guidance", Hydraulic Engineering Circular 23, FHWA HI-97-030, Washington, D.C.

Laursen E.M., Flick, M.W. (1963), "Scour at sill structures". FHWA/AZ 83/184. Arizona department of transportation, 206 Soth 17th Avenue, Phoenix, AZ 85721.

Laursen E.M.. (1960), "Scour at bridge crossing". Proc. ASCE 86 (HY2); 39-54

Laursen, E.M.(1970), "Bridge design considering scour and risk". Transportation Engineering. Journal, Proc. Of the ASCE 96 (TE2), pp149-164

Leopold, L.B., Wolman, M.G., Miller, J.B. (1964), "Fluvial processes in geomorphology": 522. San Francisco, California: H.W. Freeman y Co.

Mason, P.J. , Arumugam, K. (1985), "Free Jet scour below dams and flip bucket". Journal of the hydraulic division, ASCE, 111 (2), 220-235.

Maza J.A. (1967), "Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente". Revista Ingeniería Hidráulica en México. vol. 21 - No. 1-2.

Maza J.A. (1980), "Socavación de cimentaciones de puentes". II Jornadas Geotécnicas, sociedad Colombiana de Ingenieros, Bogotá -.

Melville, B.W y Sutherland, A. J. (1988), "Design method for local scour at bridge piers". J. of hydr. Eng., ASCE 114 (10). Oct. pp1210-1226.

Michiue M., Suzuki K., Hinokidani O. (1984), "Formation of low-water bed by spur-dikes in alluvial channel". Proc. 4th APD – IAHR: 685-698.

Mikhalev, M.A. (1971), "Gidravlicheskij raschet potokov s vodovorotom" (en ruso). Cálculo hidráulico de flujos con remolinos. Publicación de la oficina de energía de Leningrado.

Molinas A. (1993), model for alluvial river simulation", ASCE Water resources Eng., Reston, VA, p. 1726.

Mueller D.S., Landers M.N.(1999), "Detailed field measurements of scour processes during floods" Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. Reston Virginia, pp. 608-623.

Neil, C.R. (1975), "Guide to bridge hydraulic". Univ. of Toronto Press. Toronto.

Osman A.M. (1988), "Riverbank stability analysis theory". ASCE Journal of hydraulic engineering Vol. 114 No. 2. pp. 134-150.

Paintal, A.S., (1971), "Concept of Critical Shear Stress in Loose Boundary Open Channels", Journal of Hydraulic Research, Vol. 9, No. 1,.

Palmer R., Turkiyyah G., Harmsen P. (1999), "CAESAR: An expert system for evaluation of scour and stream stability". Transportation Research Board, report 426 , Washington, 24 p.

Przedwojski B, Blazejewski y Pilarczyk K.W. (1995), "River training techniques" 621. , Rotterdam, Netherlands, Balkema.

Rahn P.H. (1996), "Engineering Geology". Prentice Hall 657.

Rahn P.H. (1977), "Erosion below main stem dams on the Missouri River". Assoc. Eng. Geol. Bull. 14-3 , 157-181.

Richardson E.V. (1999) "History of bridge scour research and evaluations in the United States" Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. PP 15-40.

Richardson E.V., Davis S.R. (1995), "Evaluating scour at bridges". FHWA, HEC-18 third edition, FHWA-HI-90-017, Washington, D.C.

Richardson E.V. , Lagasse P.F. (1999), "Introduction to evaluating scour at bridges". Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. , Reston, Virginia, pp. 1-11.

Richardson E.V., D.B. Simons, P.Y. Julien, (1990), "Highways in the River Environment", Participant Notebook, NHI Course 13010, FHWA HI-90-016, Washington, D.C.

Richardson J.R., Richardson E.V. (1999), "Determining local pier scour depths". Stream stability and scour at highway bridges. ASCE., Reston, Virginia, pp. 319-334.

Richardson, E.V., S.R. Davis, (1995), "Evaluating Scour at Bridges", Hydraulic Engineering Circular 18, FHWA HI-96-031, Washington D.C.

Ruff J.F., Nickelson J.R., (1993), "Riprap coverage around bridge piers". Hydraulic engineering, p. 1540

Saunders S., Oppenheimer L., (1993), "A method of managing floating debris". Hydraulic engineering, p. 1373.

Schoklistch A. (1961), "Tratado de Arquitectura Hidráulica". Gustavo Gili - Barcelona.

Schum S. (1971), "Fluvial Geomorphology". Colorado Water Resources Publication Fort Collins.

Shen, H.W. (1979), “Modelling of rivers”. Wiley, New York.

Sherard J.L. (1976), “Identification and nature of dispersiva soils”. ASCE journal of the geotechnical engineering division. .

Shumm, S.A. (1977), “The fluvial system”. Wiley, New York.

Smerdon, E. T. and Beasley, R. P., (1961) “Critical Tractive Forces in Cohesive Soil”, Agricultural Engineering, Vol. 42, Nº 1

Taylor, B.D., (1971), “Temperature Effects in Alluvial Streams”, Report Nº KH-R-27, W. M. Keck Hydraulics Lab, California Institute of Technology, Pasadena, California.

Thorne C.R. (1988), “Riverbank stability analysis applications”. ASCE Journal of hydraulic Engineering Vol. 114 Nº. 2. pp 151-172.

Thorne c.r. (1989), “Secondary Current Measurements in Meandering Gravelbed River”. Third international workshop on Alluvial River Problems - Balkema. pp. 219-231.

TRRL (1992), “A design manual for small bridges”. Overseas road note 9. transport and road research laboratory overseas unit. Crowthorne Berkshire united kingdom. P. 223.

US Army Corps of engineers, (1991), “Scour and deposition in rivers and reservoirs”, User’s Manual, HEC-6, Hydrologic Engineering center, Davis, CA.

US Army Corps of engineers, (1997), “Flood – runoff analysis”. Guide No. 19.

Vanoni, V.A. Editor (1975), “Sedimentation engineering”. ASCE Manual 54. Reston, VA.

Ven Te Chow (1959), “Open Channel Hydraulics”. Mac Graw Hill - New York -

Wilson, K.V. (1999), “Scour at selected bridge sites in Mississippi,”. U.S. Geological survey water-resources investigations report 94-42441, Jackson, Mississippi, 44 p.

Winkley, B.R. (1982), “Response of the lower Mississippi to river training and realignment”. Gravel-bed rivers. (R.D. Hey, J.C. Bathurst, C.R. Thorne, editors). John Wiley & Sons Ltd.

Yang C.T. (1973), “Incipient motion and sediment transport”. J. of the Hydr. Div., ASCE 99, No. HY10, Pp 1679-1703.

CAPÍTULO 5

Erosión en Masa – Flujos y Avalanchas

INTRODUCCIÓN

El fenómeno de erosión en masa incluye el desprendimiento, transporte y depositación de grandes masas de suelo, por acción del agua. Las masas en movimiento se comportan como un fluido pero su comportamiento es diferente al de los flujos de sedimentos, especialmente debido a la alta concentración de sólidos. A estos movimientos se les denomina genéricamente como flujos o avalanchas.

Los Flujos

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden asimilarse en ocasiones a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que en los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente y la saturación conduce a la formación de un flujo.

Algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como sedimentos no consolidados.

Las Avalanchas

Las avalanchas de tierra se les ha identificado con diferentes nombres como: “lahares”, término utilizado en Indonesia para identificar los flujos de lodo provenientes del deshielo de conos volcánicos; “huaicos” nombre de terminología peruana para los flujos rápidos de aguas turbias y

turbulentas de corta duración, cargados de sólidos de diferentes tamaños y tipos de rocas (Colegio de ingenieros del Perú, 1998), "riadas" utilizado en Bolivia para identificar los flujos torrenciales cargados de sedimentos, flujos de tierra, flujos de lodo, flujos de lodo rocoso, flujos de escombros, aluviones, flujos de detritos (Debris Flows), flujos hiperconcentrados de sedimentos, flujos torrenciales, entre otros.

En el presente texto se adoptó una terminología de acuerdo a un criterio físico que tiene en cuenta las condiciones de viscosidad y turbulencia del flujo. De acuerdo a este criterio se utilizaron los nombres de "flujos de lodo", "flujos hiperconcentrados" y "flujos de detritos".

Las avalanchas de tierra son flujos de materiales de suelo o residuos de roca generalmente entremezclados con agua, extremadamente rápidos, en los cuales la dinámica del movimiento controla su comportamiento. Aunque generalmente, las avalanchas corresponden a flujos saturados, la saturación no es pre-requisito para su ocurrencia y en ocasiones se presentan avalanchas de materiales secos.

En las avalanchas la falla es progresiva y muy rápida y el flujo desciende formando una especie de "ríos de roca y suelo" (Figura 5.1). Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña, y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un pre-requisito para que ocurran.

Las avalanchas son generadas a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados, que involucran masas considerables de suelo o roca, generalmente con un volumen importante de agua de saturación, los cuales forman una masa de comportamiento hidráulico complejo y que pueden lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que corresponden generalmente, a fenómenos que afectan áreas relativamente grandes dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 20 metros por segundo (70 Km/hora) en algunos casos.

Las avalanchas constituyen uno de los desastres naturales que más vidas han cobrado y la mayoría de los más grandes deslizamientos catastróficos ocurridos en el mundo corresponden a avalanchas (Schuster, 1996). Entre los países más afectados por catástrofes debidas a avalanchas se encuentran las áreas Andinas de Perú, Colombia, Ecuador, y Venezuela.

La mayoría de las investigaciones de avalanchas corresponden a estudios de flujos de detritos en áreas no tropicales. Los enfoques varían desde fórmulas empíricas como la de Cruz y Massad (1997), a modelos matemáticos con base experimental como los de Takahashi (1991).

Los primeros modelos matemáticos para la caracterización de las avalanchas de tierra partieron de la base de la resistencia de los materiales, de acuerdo a la ecuación de Coulomb (Johnson y Rodine, 1984). Posteriormente se involucraron modelos hidráulicos como los de Bingham, Manning y Bagnold, los cuales fueron adaptados al comportamiento de fluidos producto de la mezcla de suelo y agua.

De acuerdo a las características de la mezcla y a la pendiente y forma del canal se genera un fluido con diferentes características. El modelo de fluido involucra la dinámica interna de la mezcla y el tipo de flujo los mecanismos generales del movimiento.

En la primera parte del capítulo se explicarán las condiciones fundamentales de cada modelo de fluido y posteriormente se identificarán las características de los diferentes tipos de flujo.

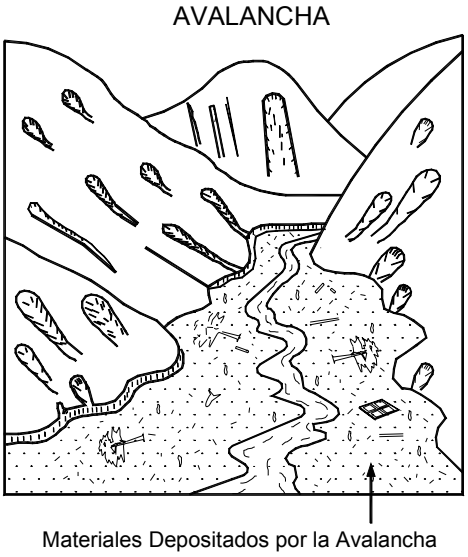


FIGURA 5.1 Esquema de una Avalancha de Tierra producida por denudación generalizada.

FOTOGRAFÍA 5.1 Avalancha producida por un deslizamiento de tierra (Eje cafetero Colombiano).

FOTOGRAFÍA 5.2 Avalancha producida por reducción generalizada en el momento de un sismo (Paez, Colombia).

5.1 MODELOS DE FLUIDO EN AVALANCHAS

5.1.1 FLUIDO NEWTONIANO (MODELO DE MANNING)

El modelamiento matemático de las avalanchas de tierra utilizando el criterio de Manning es muy popular en algunos países como en China y existe una tendencia mundial a modelar los flujos de mezclas de agua y suelo como un flujo Newtoniano, debido especialmente a la disponibilidad de modelos matemáticos y programas de software.

En los fluido Newtonianos como los gases y el agua, la rata de deformación es proporcional a los esfuerzos de cortante.

$$\tau = \eta_c \, (dV / dy)$$

Donde η_c = Coeficiente de viscosidad

La representación hidráulica del flujo de agua de acuerdo a las características del flujo Newtoniano se ha realizado mediante el modelo de Manning, y para flujos con alto contenido de agua como los flujos de lodos y flujos hiperconcentrados, de características Newtonianas viscosas y turbulentas, el modelo de Manning es el que más se asimila a la realidad del flujo.

De acuerdo al modelo de Manning:

$$q_T = \frac{1}{n} \, h^{5/3} \, sen^{1/2}\theta$$

Donde :

q_T = Caudal unitario

n = Número de rugosidad de Manning

θ = Pendiente del canal

Coeficiente de rugosidad n para avalanchas

El factor más importante a determinar en el modelamiento de avalanchas de flujo Newtoniano, es el número de rugosidad *n* de Manning, el cual representa la fricción entre el canal y el flujo.

Para la modelación se debe obtener una rugosidad *n* teniendo en cuenta no solamente la rugosidad del canal, sino también las características del flujo. La rugosidad para avalanchas es generalmente más alta que para flujos de agua. Por ejemplo Du y otros (1980) indican que las avalanchas de tierra de glaciales tienen una rugosidad superior a 0.45.

Otra característica es que el coeficiente de fricción *n* de Manning es proporcional al espesor del flujo.

Para una provincia de China se utiliza el siguiente criterio:

$$n = 0.035 \, h^{0.34}$$

Este criterio se explica en la siguiente forma: A mayor espesor es mayor la cantidad de partículas sólidas y en consecuencia es mayor la disipación de energía potencial debida al movimiento de la carga transportada, y se debe aumentar el valor de la rugosidad de Manning para tener en cuenta esta disipación de energía.

Perfil de velocidades

En flujo turbulento hiperconcentrado, la distribución de velocidades, todavía sigue la ley logarítmica utilizada en la hidráulica tradicional (Figura 5.2).

Debe tenerse en cuenta que el modelo de Manning no es completamente válido cuando aumentan las concentraciones de sólidos. Para concentraciones muy altas de sólidos (concentraciones cercanas o superiores a 1.000 kg/m³), la distribución de velocidades es más uniforme y el flujo se asemeja más al modelo de Bingham, y si la concentración de sedimentos excede un valor crítico, la distribución de velocidades tiende a ser uniforme (Chien y Wan, 1999).

5.1.2 FLUIDO BINGHAM

El modelamiento matemático de avalanchas de tierra se inició utilizando el modelo viscoso de Coulomb, el cual se asimila al fluido Bingham y se representa por la siguiente ecuación:

$$\tau = C + \sigma_n \tan\phi + \eta_c \, (dV / dy)$$

Donde :

τ = Resistencia al cortante en la base del flujo
C = Cohesión
ϕ = Ángulo de fricción interna
η_c = Coeficiente de viscosidad.

TABLA 5.1 Rugosidades de cauce para el modelamiento de avalanchas de tierra. (Xu y Feng, 1979)

Tipo de flujo	Características del cauce	Pendiente	Valores de n (Manning) para diferentes profundidades			
			0.5 m	1.0 m	2.0 m	4.0 m
Flujos no viscosos predominan los materiales de partículas gruesas	Canal angosto y empinado con gradas y contracciones. El material del lecho son piedras de 0.5 a 2.0 mt.	0.15 0.22	0.20	0.25	0.33	0.50
	Canal con muchas curvas y gradas. El material del lecho son piedras de 0.3 a 0.5 mts.	0.08 0.15	0.10	0.125	0.167	0.25
	Canal ancho y recto. El material del lecho es piedra de hasta 0.3 m., arena y grava.	0.02 0.08	0.056	0.071	0.10	0.125
Flujos viscosos predominan los materiales de partículas finas (limos y arcillas)	Canal angosto empinado y meándrico. El material del lecho son piedras grandes, arena y grava, formando bloqueos y gradas.	0.12 0.1g6	0.056	0.067	0.083	0.10
	Canal comparativamente recto. El material del lecho son piedras, arena y grava.	0.08 0.12	0.036	0.042	0.05	0.06
	Canal ancho y recto. El material del lecho son piedras de menos de 0.3 metros, arena y grava.	0.04 0.08	0.029	0.036	0.042	0.05

Aunque este modelo es físicamente una representación correcta del mecanismo de movimiento de flujos viscosos, su utilización en la ingeniería práctica, presenta dificultades para evaluar los diferentes parámetros.

Perfil de velocidades

El perfil de velocidades se puede asimilar a la de un tapón (plug) que se mueve sobre una zona de flujo laminar como se indica en la figura 5.2. En este caso no existe movimiento relativo importante en la parte alta del flujo, y el flujo se mueve hacia adelante como un solo cuerpo sobre un fluido Bingham.

Estudios realizados en China muestran que los perfiles de velocidades son más uniformes en flujos plásticos que en los flujos no plásticos. En ese caso el flujo hiperconcentrado turbulento Newtoniano, se ha transformado en flujo laminar debido a la hiperconcentración exagerada.

5.1.3 MODELO DE FLUÍDO DILATANTE

Para los flujos de detritos(Debris Flows) no se cumplen las condiciones de fluido Bingham o de fluido Newtoniano y se acude al modelo de fluido dilatante desarrollado por Takahashi (1991), con base en los trabajos de Bagnold.

El modelo del flujo dilatante se puede expresar en forma general por la expresión:

$$\tau = \eta_c \, (dV / dy)^2$$

Takahashi demostró que para el caso de flujos de piedras o flujos no viscosos, en los cuales predomina el efecto de colisión entre partículas, el modelo de fluido dilatante es el apropiado.

De acuerdo al modelo de fluido dilatante (Takahashi 1991):

$$q_T = \frac{2}{5} R \, h^{5/2} \, sen^{1/2}\theta$$

R es una función de la concentración de sólidos, el diámetro de las partículas y otros factores.

Una vez ocurre un fenómeno que genera una avalancha y se forma un flujo a lo largo de un canal, Takahashi consideró el flujo como compuesto por una fase líquida y una fase sólida y derivó ecuaciones de conservación de momentum para cada fase y suma los efectos de las dos fases, los esfuerzos de colisión entre partículas sólidas y los esfuerzos en el flujo intersticial, debidos a la turbulencia y la viscosidad.

FOTOGRAFÍAS 5.3 Y 5.4 Efectos de las avalanchas en el Estado Vargas (Venezuela) ocasionadas por lluvias extraordinarias.

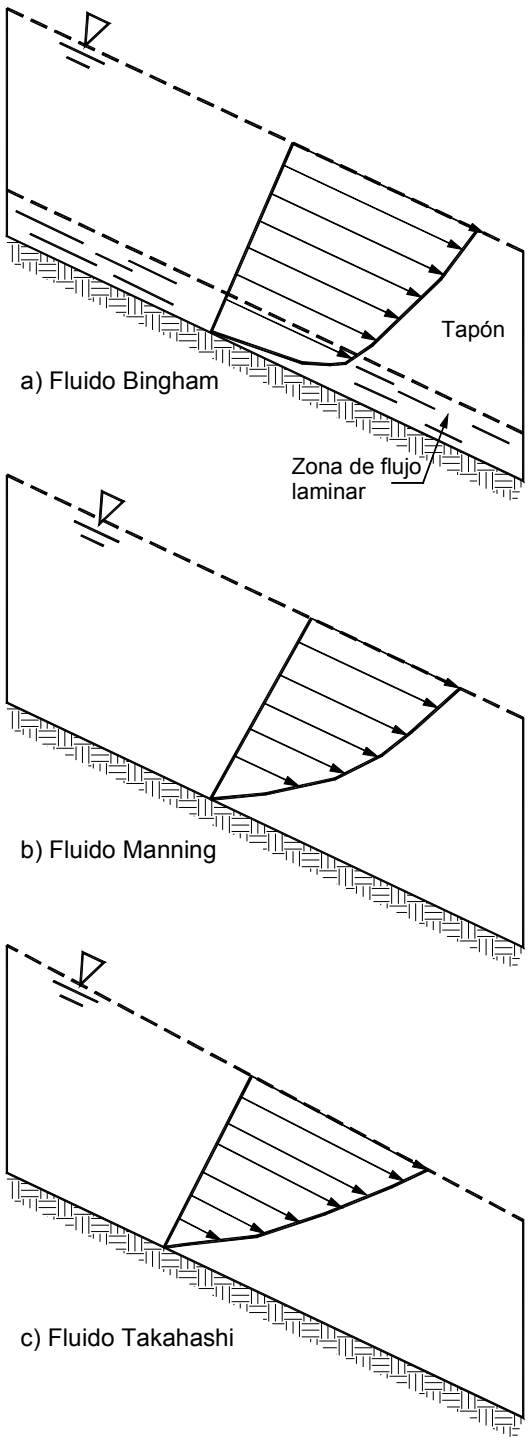


FIGURA 5.2 Distribución de velocidades para los diferentes tipos de fluido, aplicado a flujos y avalanchas de tierra.

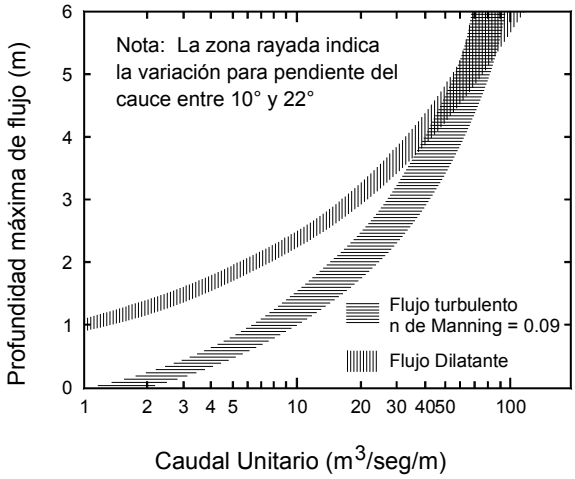


FIGURA 5.3 Comparación de los caudales obtenidos para diferentes profundidades, de acuerdo a los modelos de Manning y de fluído dilatante (Takahashi 1991).

Perfil de velocidades

La variación de la distribución de velocidades muestra una relación entre la concentración de sedimentos y la constante de Karman. La constante de Karman tiene un valor mínimo de aproximadamente 0.27 para una concentración de sedimentos de aproximadamente 300 kg/m³.

El perfil de distribución de velocidades para un flujo de detritos no viscoso está dado por la expresión (Takahashi, 1991):

$$\frac{u_s - u}{u_s} = \left(\frac{h - z}{h}\right)^{3/2}$$

u = velocidad
u_s = velocidad en la superficie del flujo
h = Altura del flujo
z = Altura de cada punto con respecto al fondo del canal

La anterior fórmula fue comprobada por Takahashi por medio de modelos en laboratorio.

Modelos de fluído para los diferentes tipos de flujo

Para la definición de los modelos de fluido se adaptaron los criterios de Chien y Wan (1999) y de Takahashi (1991), los cuales se resumen en la tabla 5.2.

TABLA 5.2 Modelos de fluido de acuerdo al tipo de flujo.

Flujo	Característica	Fluido	Porosidad	Concentración en volumen	Peso unitario
De lodos	Viscoso	BINGHAM	0.3- 0.8	> 20%	1.0 – 1.6
Hiperconcentrado granular	Viscoso	Bingham o MANNING	0.6- 1.0	0-40%	1-0 – 1.8
	No viscoso	MANNING	0.7 – 1.0	0- 30%	1.0 – 1.7
Turbulento de detritos	Inercial (No viscoso)	MANNING o BAGNOLD/ TAKAHASHI	0.25 – 0.7	> 30%	1.6 – 2.0
	Viscoso	BAGNOLD/ TAKAHASHI	0.1- 0.6	>40%	1.7 – 2.2
Laminar de detritos		BINGHAM	< 0.1		

5.2 TIPOS PRINCIPALES DE FLUJO

En las avalanchas de tierra se deben diferenciar tres tipos principales de flujo:

- Flujos de lodo
- Flujos hiperconcentrados granulares
- Flujos de detritos.

Para modelar una avalancha es preciso determinar el tipo de flujo que se va a presentar con base en las características de la mezcla y del canal. Para resumir los criterios generales para determinar el tipo de flujo se presenta la tabla 5.3.

En la figura 5.4 se muestra el perfil longitudinal de los canales de algunas avalanchas y se puede observar el perfil característico de cada tipo de flujo. Los flujos de detritos ocurren generalmente en canales de gran pendiente y tienen una longitud de recorrido menor que los flujos hiperconcentrados y los flujos de lodo.

5.2.1 FLUJOS DE LODO

Tipo de Fluído

Los flujos de lodo generalmente consisten de altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas), aunque también transportan grandes bloques o cantos de roca. De hecho el fluido se comporta como un “slurry” homogéneo con una onda frontal y una serie

TABLA 5.3 Tipos de flujo de acuerdo a las características de la mezcla y del canal.

Características de los sedimentos	Concentración de sedimentos de la mezcla (Kg/m³)	Pendiente del canal					
		> 100% (45º)	100 a 50%	50 a 20%	20 a 10%	10 a 5%	< 5%
		Tipo de flujo					
Más del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<90	Flujo hiperconcentrado	Flujo de lodo				
	>90	Flujo de lodo					
Menos del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<300	Flujo hiperconcentrado					
	300 a 600	Flujo turbulento de detritos (Debris flow)	Flujo hiperconcentrado				
	600 a 900	Flujo turbulento de detritos (Debris flow)					
	>900	Flujo laminar de detritos					

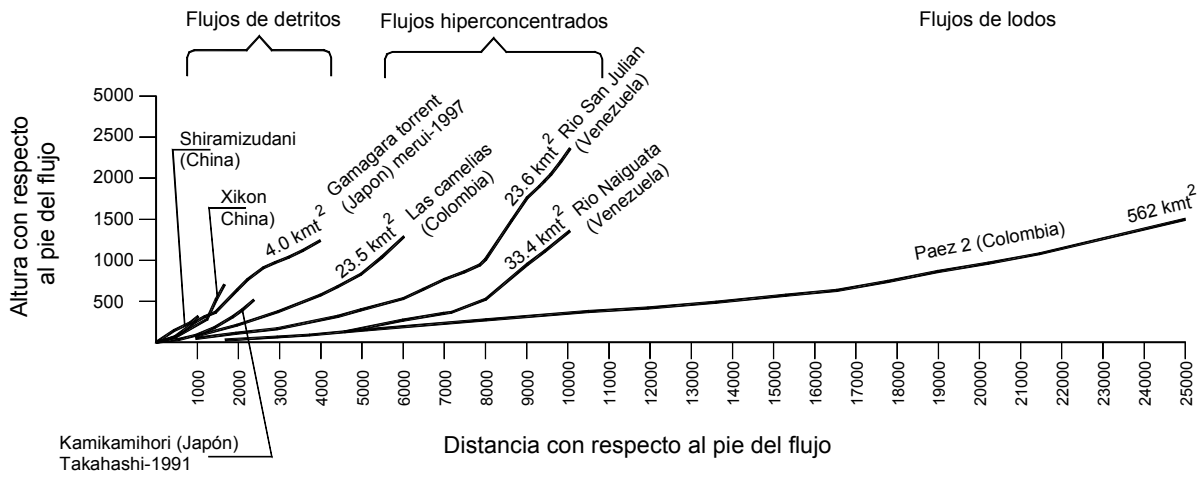


FIGURA 5.4 Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo.

de pulsaciones (Figura 5.5). De acuerdo a experimentos de Wan y Chien (1.989), un fluido se convierte en un "slurry" homogéneo a una concentración de partículas finas de solamente 90 kg/m^3. A medida que la concentración aumenta la estructura de los sedimentos se flocula rápidamente y la viscosidad aumenta en forma fuerte formándose una especie de cohesión de la mezcla suelo-agua.

Al formarse el slurry de partículas finas y agua este se comporta como un flujo no-Newtoniano, del tipo conocido como fluido Bingham.

Cuando el contenido de partículas finas es bajo, puede ocurrir un flujo viscoso continuo en el cual no se forma una parte frontal ni ocurren pulsaciones y se asemeja más al modelo de fluido Newtoniano de Manning.

Mecánica del movimiento

Estos flujos fueron descritos por Johnson y Rodine (1984) como una serie de ondas tanto en planta como en perfil. Son flujos viscosos y se caracterizan por pulsos intermitentes. Un evento puede incluir desde 10 hasta cientos de esos pulsos. A medida que avanza cada onda, esta va adhiriendo nuevos depósitos y se vuelve más delgado y más lento. Posteriormente viene la segunda onda, luego la tercera y así sucesivamente. El periodo de estos flujos intermitentes varía de 10 a 40 segundos y sus longitudes varían de 50 a 300 metros.

El frente del flujo intermitente generalmente es alto y empinado, consiste principalmente de grandes bloques de roca y presenta comúnmente la mayor amplitud del flujo. Este frente es llamado en el oriente "cabeza del dragón", y se le conoce en la literatura de habla inglesa con el nombre de "Snout" (trompa). Tiene generalmente una forma de lengua convexa con una fuerte pendiente (Figura 5.6).

El flujo viscoso salpica lanzando sedimentos hacia arriba y el movimiento genera un ruido muy intenso que puede incluso hacer temblar la tierra. Debido a su alta velocidad y gran inercia los flujos viscosos se superelevan en forma importante en las curvas e incluso puede ascender pendiente arriba en algunos sitios hasta alturas superiores a 10 metros.

Cuando un flujo viscoso encuentra un obstáculo, su energía cinética se transforma en energía potencial y se levanta hasta alturas, de acuerdo a la fórmula:

$$\Delta h = 1.6\,\frac{U_c^2}{2g}$$

Donde:

U_c = Velocidad de la parte frontal del flujo

Flujo viscoso en las curvas

En el extradós de las curvas la superficie del flujo se levanta en forma importante debido a la fuerza centrífuga, la cual se convierte en fuerza hacia arriba, en un proceso de colisión entre partículas (Figura 5.8). Esta sobre-elevación en las curvas es utilizado como parámetro para calcular la velocidad del flujo (Johnson y Rodine, 1984).

La velocidad promedio del flujo se puede obtener de la siguiente expresión:

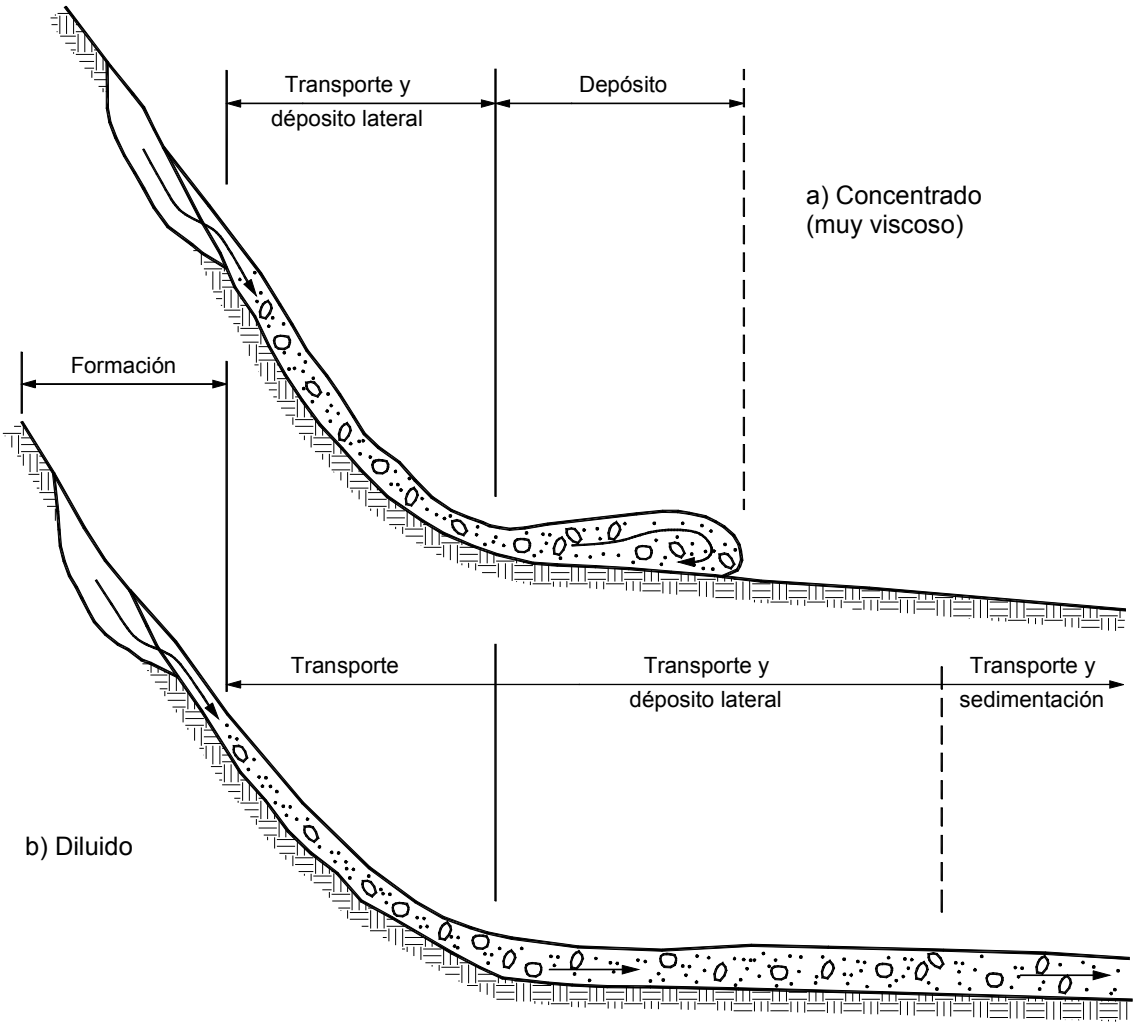


FIGURA 5.5 Flujos de lodo.

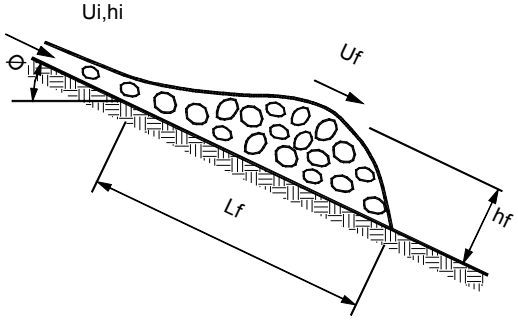


FIGURA 5.6 Movimiento de la onda frontal de un flujo viscoso.

$$\overline{w} = \left[g\psi\cos\delta\ \tan\beta\right]^{1/2}$$

Donde:

$\overline{w}$ = Velocidad promedio

ψ = Radio de la curva

δ = Pendiente del canal

β = Sobreinclinación del flujo en la curva.

Depositación

En los canales anchos o al desbordarse el flujo se forman depósitos laterales alargados al lado del canal. En esta forma el flujo va depositando sedimentos a lo largo de su recorrido.

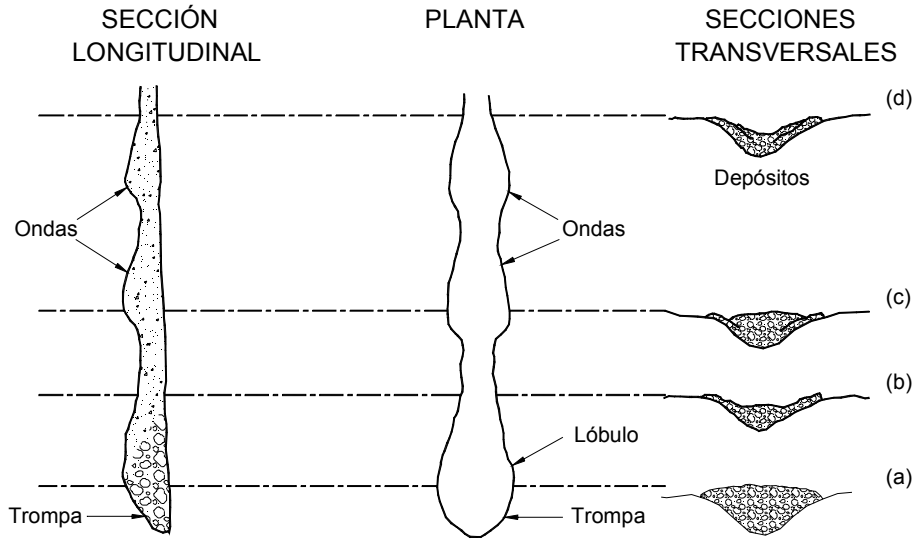


FIGURA 5.7 Representación idealizada de un flujo viscoso mostrando las diferentes ondas (Johnson y Rodine, 1984).

La depositación final del flujo viscoso mantiene la estatura dinámica de su movimiento creando filas de islas o dunas que son paralelas a la dirección del flujo, las cuales pueden tener forma de lengua. Comúnmente, tiene una superficie ligeramente convexa, así como un frente empinado. Durante la sedimentación no ocurre clasificación de los sedimentos y las partículas se mueven como una masa integral. La velocidad de depositación es muy pequeña.

Un ejemplo de flujo de lodo fue la avalancha del río Páez en Colombia, en 1994 (Figura 5.9).

5.2.2 FLUJOS HIPERCONCENTRADOS GRANULARES

Tipo de fluido

El flujo hiperconcentrado está formado por una mezcla de partículas gruesas y agua. En el flujo hiperconcentrado predominan las partículas granulares (arenas, gravas, cantos y bloques) por lo tanto la mezcla no tiene cohesión.

Se considera un flujo como hiperconcentrado si la concentración en volumen de sólidos en el flujo es mayor de 0.2 (20%) pero no supera 0.6 (60%), valor este que corresponde a un peso específico de 2.0 ton/m^3 aproximadamente.

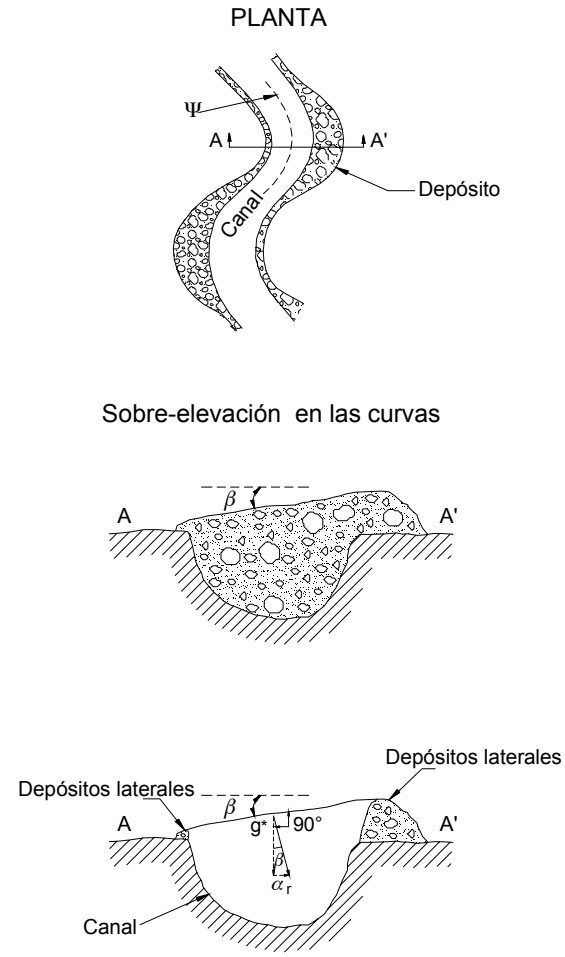


FIGURA 5.8 Movimiento idealizado de un flujo viscoso en las curvas (Johnson y Rodine, 1984) g.

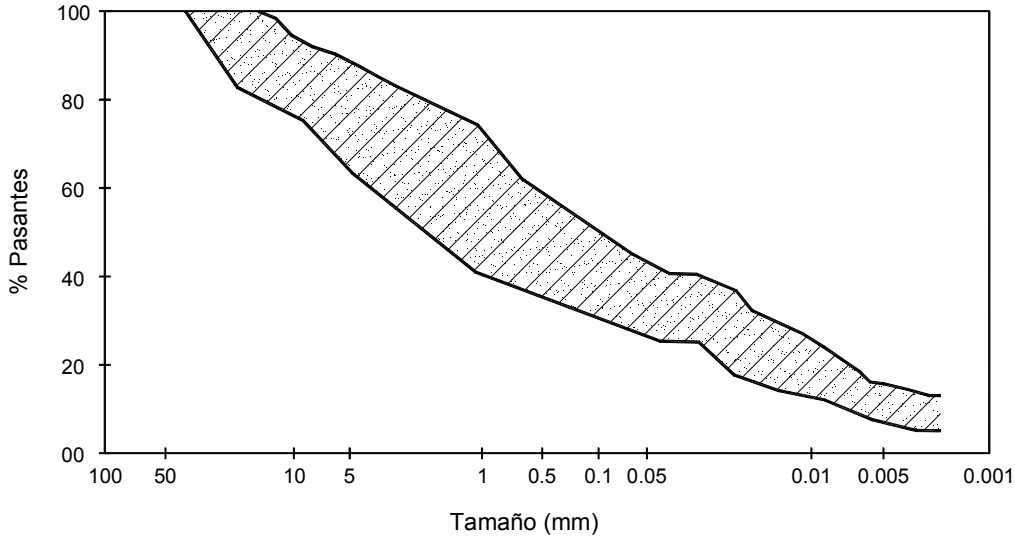


FIGURA 5.9 Rangos del tamaño de sedimentos del flujo viscoso de Páez (Martínez y otros 1995).

En todos los casos los pesos específicos y las viscosidades son mayores en los flujos hiperconcentrados que en los flujos ordinarios de agua. Una pequeña cantidad de arcilla o limo fino en los flujos hiperconcentrados genera cambios importantes en sus propiedades geológicas y debido a estos cambios la velocidad de caída de las partículas de sedimentos presenta características muy diferentes a las de un flujo ordinario de agua.

La intensidad de la turbulencia en flujos hiperconcentrados es normalmente débil y la turbulencia en pequeña escala prácticamente no existe. En las corrientes anchas siempre existe cierto grado de turbulencia.

Cuando las concentraciones de sólidos son bajas los materiales se concentran en la parte inferior del flujo, pero al aumentar la concentración, las partículas se dispersan a través de todo el flujo.

El fluido se comporta como Newtoniano y se puede aplicar el modelo de Manning de la hidráulica tradicional. Al aumentarse la concentración de sedimentos, los flujos hiperconcentrados dejan de comportarse como Newtonianos y se pueden convertir en flujos de detritos (Debris Flows). Los flujos hiperconcentrados pueden convertirse en laminares si las concentraciones de sedimentos son muy altas, especialmente en las corrientes pequeñas. Se puede considerar que el flujo permanece Newtoniano hasta una concentración de sólidos del 60% del volumen.

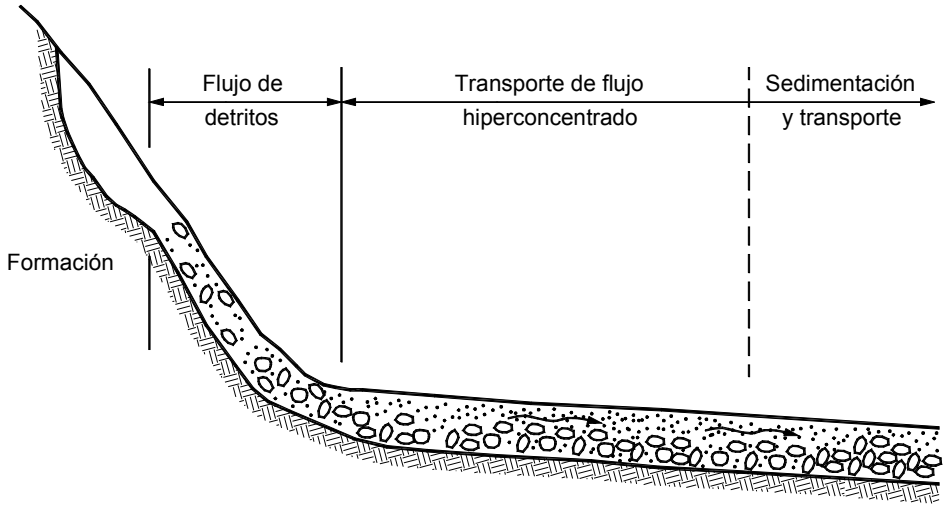


FIGURA 5.10 Esquema de un flujo hiperconcentrado.

Mecánica del movimiento

El transporte de sedimentos sigue los patrones generales de la mecánica tradicional de transporte de sedimentos en agua. El flujo tiene dos fases y las partículas se mueven parcialmente como carga de fondo y parcialmente como carga suspendida.

Aunque la velocidad de flujo puede ser muy alta, la superficie de la corriente aparece suave y calmada. El flujo hiperconcentrado posee cierto grado de plasticidad y se forman patrones similares a los de las nubes dentro del flujo, los cuales se deforman y tuercen al moverse a lo largo de la corriente.

A medida que la concentración aumenta, la turbulencia disminuye y la dispersión inducida por el cortante entre partículas va aumentando; finalmente el flujo turbulento se puede transformar en flujo laminar y el peso de las partículas de sedimentos es soportado completamente por la fuerza dispersiva, y la distribución vertical de concentración de sólidos se vuelve casi uniforme. Si la concentración aumenta en forma exagerada, el espacio entre partículas se vuelve tan pequeño que estas no pueden moverse, produciéndose un fenómeno de frenado, en el cual la concentración es tan alta que se bloquea totalmente el flujo. Previamente a la ocurrencia de este fenómeno se genera un periodo de inestabilidad en el cual el flujo trata de moverse en periodos de frenado y movimiento.

Depositación

Al disminuir la velocidad las partículas se van sedimentando; primero las más gruesas y luego las más finas formando un depósito clasificado de partículas. La velocidad de caída de las partículas en los procesos de depositación, disminuye al aumentar la concentración.

Un ejemplo de flujos hiperconcentrados fueron las avalanchas ocurridas en el estado de Vargas en Venezuela en diciembre de 1999 (PNUD, 2000). En estas avalanchas se desprendieron cantidades importantes de sedimentos, debido a lluvias extraordinariamente intensas, formando ríos de agua y sedimentos gruesos, los cuales depositaron cantidades muy grandes de sedimentos sobre las zonas urbanas localizadas en los conos de deyección junto al mar.

5.2.3 FLUJOS DE DETRITOS (DEBRIS FLOWS)

Tipo de Fluido

En los flujos de detritos los sedimentos controlan totalmente el flujo y el componente agua es menos importante. El movimiento de los flujos de detritos se le puede relacionar generalmente con "flujo turbulento de granos". Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven.

Su comportamiento se aleja del modelo hidráulico típico. Los flujos son no-viscosos y son generalmente flujos turbulentos de dos fases. La fase líquida es un slurry consistente en agua y partículas finas y la fase propiamente sólida son las partículas gruesas. Las partículas gruesas ruedan y saltan con velocidades mucho menores que las del slurry y se puede escuchar el ruido de golpeo de las partículas unas con otras, con ondas superficiales y salpicaduras, se observa claramente la turbulencia del flujo.

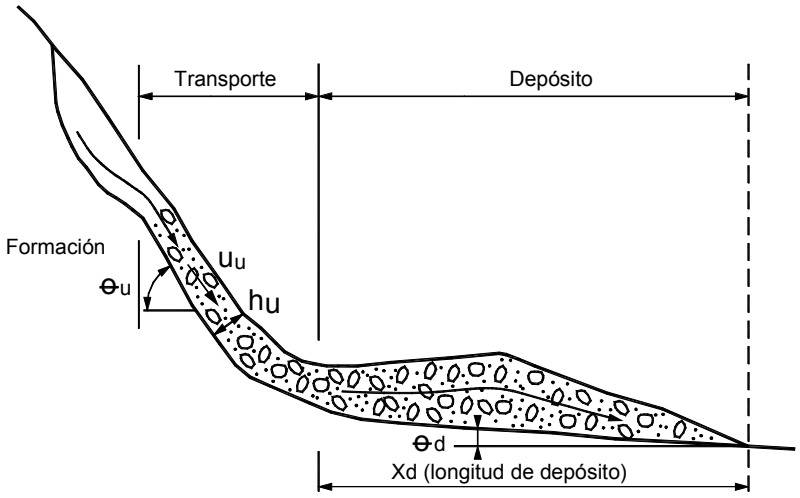


FIGURA 5.11 Esquema de un flujo de detritos (Debris flow).

Mecánica del movimiento

El flujo de detritos generalmente ocurre en zonas de alta pendiente e involucra concentraciones altas de material sólido, principalmente de partículas gruesas y bloques. Debido a las altas pendientes del flujo de detritos se pueden transportar fácilmente partículas o bloques de gran tamaño a alta velocidad. Los flujos de detritos son extremadamente destructivos, debido a las fuerzas de impacto de los grandes bloques.

La máxima velocidad registrada en China para flujos de detritos es de 13.4 m/seg. pero se reporta que se pueden alcanzar velocidades hasta de 20 m/seg. En algunos trabajos se mencionan velocidades (no medidas) hasta de 36 m/seg.

Aunque los flujos de detritos contienen partículas más gruesas, mayores concentraciones, mayores pesos específicos y menores cantidades de agua, la mecánica del movimiento en algunos aspectos es similar a los de los flujos hiperconcentrados. En ocasiones el movimiento es intermitente, como en los flujos de lodos (Figura 5.12), pero la amplitud de la onda es relativamente pequeña (20 a 50 cm) y usualmente el flujo no es completamente interrumpido entre las ondas.

La velocidad es mayor al aumentar la pendiente del canal y la velocidad disminuye al aumentar la concentración de sólidos.

Depositación

Al disminuir la velocidad del flujo, la avalancha trata de desacelerar, aumentar de espesor y finalmente parar. Este proceso puede ocurrir por la disminución de la pendiente, al aumento del ancho del canal o la presencia de obstáculos que aumenten la resistencia al flujo.

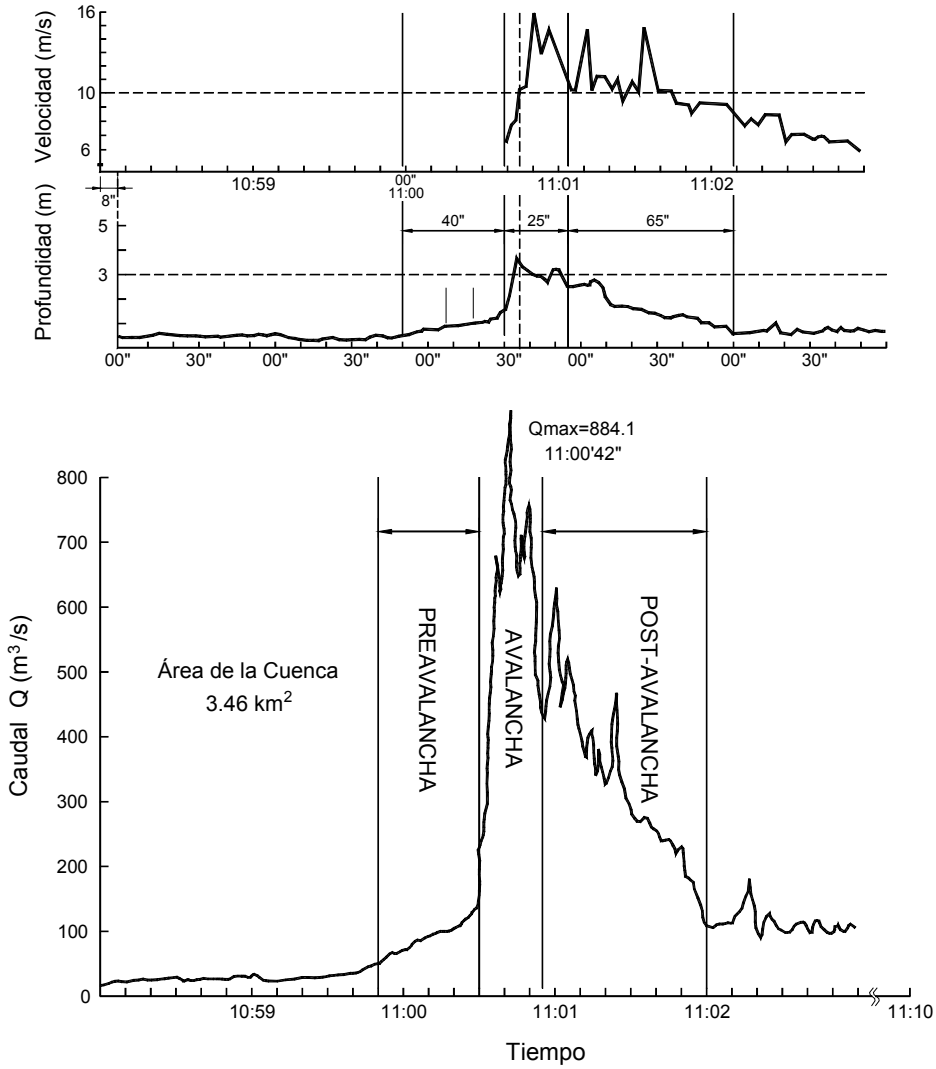


FIGURA 5.12 Variación con el tiempo de un flujo de detritos (Takahashi 1991).

Cuando ocurren ampliaciones o cambios significativos en el cauce se puede producir depositación de las partículas más gruesas. A medida que se depositan más materiales se forma una especie de diques que hacen levantar el flujo, aumentándose el proceso de depositación (Figura 5.13).

Cuando el cambio en el ancho del cauce es muy fuerte, o se presenta una disminución fuerte de la pendiente del cauce, la velocidad disminuye abruptamente y se deposita la mayoría del material sólido, formando abanicos o barras de grandes bloques. Primero se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor antes de producirse la sedimentación y puede ocurrir que las partículas en suspensión recorran caminos de muchos kilómetros después de que las partículas grandes se depositaron.

Generalmente los flujos de detritos corren a lo largo de cañones estrechos y cuando encuentran un área más amplia tratan de detenerse, formando abanicos de depositación, los cuales pueden sepultar áreas relativamente extensas.

Takahashi (1991) desarrolló modelos matemáticos para representar el proceso de depositación de flujos de detritos con base en la evaluación de las fuerzas de gravedad, momentum del flujo antes del cambio de pendiente, las fuerzas hidrostática y de presión de tierras, la fricción en el fondo y los esfuerzos producidos por la turbulencia y viscosidad del fluido.

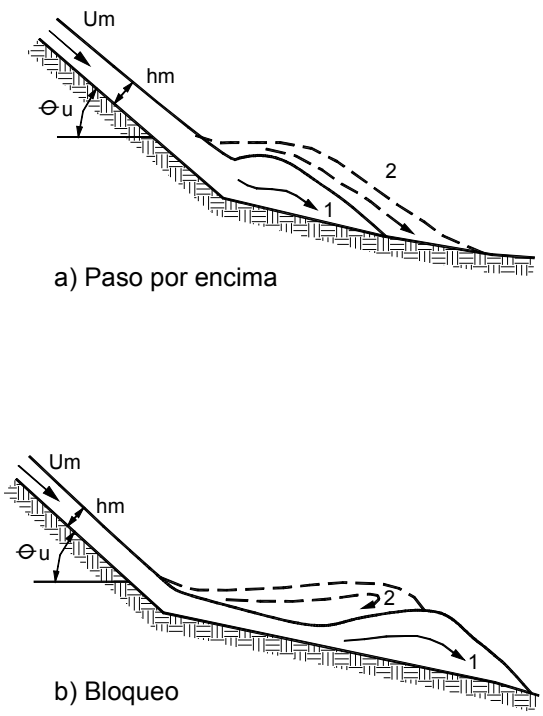


FIGURA 5.13 Esquema de los procesos de acumulación de depósitos de ondas consecutivas.

5.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS AVALANCHAS

En el caso de avalanchas de materiales saturados cuando las concentraciones de sedimentos exceden un cierto valor crítico, o la disponibilidad de agua disminuye la concentración, las propiedades del flujo cambian en forma significativa no solamente en cuanto a las características del flujo sino también en la forma como los sedimentos son transportados. Un flujo de detritos puede convertirse en flujo hiperconcentrado al disminuir la concentración de partículas sólidas o el flujo hiperconcentrado puede convertirse en flujo de detritos al aumentar la concentración.

Etapas del flujo

Se pueden diferenciar tres etapas en un proceso de avalancha:

1. Formación de la avalancha

Al ocurrir un evento anómalo como Lluvias extraordinarias, sismos fuertes o deshielos rápidos se pueden generar procesos de deslizamiento o erosión, los cuales producen una concentración de sedimentos o partículas sobre las laderas o cauces. Las masas que se sueltan pueden estar saturadas o puede haber aporte adicional de agua de acuerdo a las características del proceso activador. La concentración de sedimentos sueltos sobre una pendiente fuerte propicia su movimiento.

2. Transporte

En la etapa de avalancha propiamente dicha, la velocidad y el caudal aumentan bruscamente como en una especie de onda. En este proceso pueden

incorporarse al flujo nuevos sedimentos por Corrasión y arrastre o por aportes de deslizamientos, corrientes de agua u otras avalanchas. En esta etapa el flujo puede comportarse como flujo de lodos, hiperconcentrado o de detritos, de acuerdo a la composición, concentración y velocidad. Después de esta primera avalancha pueden venir otras ondas de menor o mayor amplitud.

3. Depositación

Al disminuir la pendiente o aumentar el ancho del canal ocurre una disminución de la velocidad o frenado de la avalancha. La energía cinética disminuye y se produce sedimentación de las partículas.

Movimiento de la carga de fondo

El movimiento de partículas muy gruesas en el fondo del cauce es esencialmente el movimiento de partículas empujadas por un "Slurry".

El slurry se diferencia del agua limpia en los siguientes aspectos (Chien y Wan, 1999):

1. El peso específico del slurry es mayor que el del agua limpia, por lo tanto la fuerza de arrastre en la dirección del flujo es mayor, como también es mayor la fuerza de flotación.
2. La viscosidad del slurry es mayor. Por lo tanto una vez las partículas son incorporadas al flujo, su velocidad de sedimentación es menor que en agua limpia.
3. La turbulencia es menos intensa en un slurry que en agua limpia, por lo tanto la resistencia a flujo con una superficie rugosa es menor, debido a que la subcapa laminar es más gruesa y por lo tanto la rugosidad relativa es menor.

El efecto sumado de los tres factores anteriores hace que la capacidad de carga de fondo de un slurry es mayor que el del agua limpia.

El tamaño máximo de partículas que pueden ser movidas por un slurry es generalmente, decenas de veces mayor que aquellas para agua limpia, y entre mayor sea la viscosidad efectiva del slurry y menor la velocidad de flujo, es mayor esta relación.

En China se han analizado casos de flujos hiperconcentrados con capacidad de arrastre de carga de fondo hasta 87 veces mayor que la de un flujo normal.

El transporte de grandes bloques

Algunos testigos de avalanchas describen el transporte de grandes cantos o bloques de roca flotando como corchos encima de flujo; este fenómeno ha sido reportado en innumerables ocasiones. El fenómeno es explicado dentro de un modelo de fluido dilatante como el de una fuerza dispersiva, debida a la colisión de una gran cantidad de partículas sobre la superficie del bloque (Figura 5.14). Otra explicación hace un paralelo con la fuerza hidrodinámica o "surfing"que sostiene los aviones en el aire o los surfeadores sobre las olas del mar. La velocidad con que transitan estos grandes cantos es menor que la velocidad del slurry.

Fricción entre el flujo y la superficie del terreno

De trabajos realizados en China por Chien y Wan (1.999) se obtienen las siguientes conclusiones:

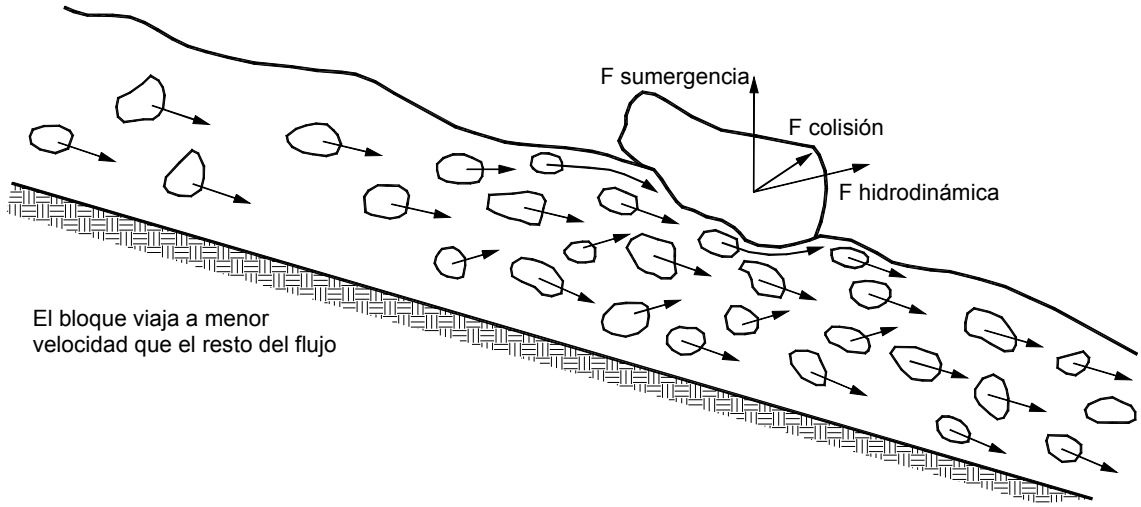


FIGURA 5.14 Transporte de grandes bloques en la parte superior del flujo.

Superficie Lisa

a. Para flujo turbulento con una superficie suave para el mismo número de Reynolds, el factor de fricción para flujos hiperconcentrados es cercano o menor que el de agua limpia; pero para la misma velocidad y profundidad el valor absoluto de la pérdida de cabeza en un flujo hiperconcentrado es mayor que aquel para aguas limpias.

b. Para flujo laminar el factor de fricción aumenta considerablemente con una disminución en el número de Reynolds. Para la misma velocidad y profundidad, la pérdida de cabeza de un flujo hiperconcentrado es mucho mayor que el de flujo de agua limpia.

c. El número crítico de Reynolds al cual un flujo hiperconcentrado laminar se transforma en turbulento es el mismo que para agua limpia.

Superficie Rugosa

Al igual que para flujo de agua limpia el factor de fricción para flujo hiperconcentrado no varía con el número de Reynolds y es una función de la rugosidad relativa de la superficie.

Como la viscosidad de un flujo hiperconcentrado y el correspondiente espesor de la subcapa laminar es mucho mayor que el de agua limpia. La rugosidad absoluta para que un flujo hiperconcentrado se vuelva turbulento es también mucho mayor.

Debido a que en el caso de la superficie rugosa se presenta una depositación de un "slurry" sobre la superficie, la pérdida de cabeza de un flujo hiperconcentrado es menor que el de aguas limpias. Entre mayor sea la concentración de sedimentos, se requiere un menor gradiente para obtener una determinada velocidad.

De acuerdo a experimentos realizados en China, si el número de Manning *n* para un canal era de 0.03 para flujo de agua limpia. A medida que la concentración de sólidos subió a 340 kg/m^3 se depositó una capa lisa de limos en el fondo del canal y el número de Manning *n* disminuyó a 0.014.

En ríos naturales si la pendiente del canal no es lo suficientemente fuerte para que todas las partículas gruesas sean transportadas por el flujo se depositan partículas gruesas en el fondo del canal, produciéndose un gran aumento en su rugosidad. Por ejemplo, la rugosidad de Manning puede aumentar de 0.017 a 0.025, debido a la depositación de partículas gruesas (Chien y Wan, 1999).

Caudales del flujo

La magnitud de los caudales depende de los volúmenes de agua y sólidos disponibles para fluir y de la concentración de los sedimentos. Takahashi encontró que para los flujos de detritos, los caudales aumentan con la concentración.

El Caudal de una avalancha depende de tres factores:

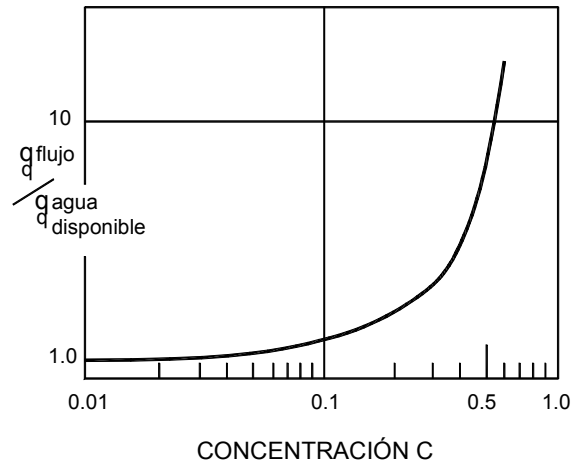


FIGURA 5.15 Caudales de un flujo de detritos, de acuerdo al caudal de agua disponible. (Takahashi, 1991)

a. Disponibilidad de agua

La disponibilidad de agua incluye los volúmenes de agua debidos a la lluvia, la saturación de los suelos subsuperficiales susceptibles a deslizarse y los caudales base de la corriente, así como el volumen de nieve y hielo de los nevados susceptibles a deshielo (Figura 5.15).

b. Disponibilidad de partículas sólidas

Estas partículas sólidas pueden ser bloques, gravas, arenas limos o arcillas susceptibles a deslizarse o a ser incorporados al flujo durante la avalancha. Su disponibilidad depende principalmente, de la susceptibilidad a los deslizamientos en la cuenca de drenaje, por acción de un determinado fenómeno activador.

c. La Morfología y tamaño de la cuenca

Al iniciarse una avalancha ésta posee un gran poder de erosión y puede cortar el cauce de la corriente en forma intensiva. A medida que va incorporando nuevos materiales sólidos y el agua de los poros, el caudal del flujo aumenta a lo largo de su curso.

Los caudales en una avalancha de tierra son generalmente muy superiores a los caudales calculados para el agua suministrada por la lluvia. La descarga máxima de una avalancha de tierra puede ser mucho mayor que el caudal inicial de agua limpia causado por la precipitación.

Takahashi (1991) reporta avalanchas en las cuales la descarga pico fue de 60 veces el pico estimado de inundación, asumiendo solo el caudal producido por las lluvias.

En una avalancha observada en Rusia, el caudal debido al agua limpia de la precipitación era de solamente 49 m^3/seg. Después de recorrer diez kilómetros y erosionar el cauce, el flujo alcanzó una descarga máxima de 490 m^3/seg., diez veces el flujo teórico. De los 441 m^3/seg. adicionales recogidos por la avalancha, las partículas sólidas constituían un 54% y el agua 46% respectivamente.

Tamaño y distribución granulométrica de los Sedimentos

El diámetro de las partículas depende principalmente de las características geológicas de las áreas de aportes de materiales a los flujos y de las características morfológicas de las cuencas. Entre mayores sean las pendientes de las vertientes, las partículas tienden a ser de mayor tamaño y entre más meteorizada y menos competente sea la roca, los perfiles de suelo residual son de mayor espesor y las partículas en los flujos y avalanchas son de menor tamaño.

En el caso de las avalanchas ocurridas en Venezuela en diciembre de 1999 (PNUD, 2000) las partículas de gran tamaño fueron aportadas por formaciones de Neises duros fracturados, los cuales conformaban la parte alta de las cuencas en áreas de pendientes superiores al 50%; y las partículas finas fueron aportadas a los flujos por formaciones de esquistos muy meteorizados que conformaban las partes bajas de las cuencas.

Las avalanchas en las cuencas con más del 80 % del área en Neises duros estaban conformadas por cantos de hasta 5 metros de diámetro y partículas generalmente gruesas, y las avalanchas en cuencas donde predominaban los esquistos meteorizados estaban conformadas por partículas finas (arenas, limos y arcillas).

Las avalanchas en cuencas con porcentajes importantes de ambas formaciones, estaban integradas por mezclas de partículas gruesas y finas con muy buena distribución granulométrica.

Concentración de sedimentos

En zonas de alta montaña las concentraciones de sedimentos de las corrientes de agua, en el momento de grandes avenidas puede superar fácilmente los 500 Kg/m^3 y en muchos casos superar los 1500 Kg/m^3.

Entre mayor sea el diámetro de las partículas la concentración de sedimentos es mayor (Yellow River, 1977) y entre mayor sea la concentración, son transportadas partículas de mayor diámetro.

En la cuenca del Río Amarillo en la China (Chien y Wan, 1999), la máxima concentración de flujos originados de una fuente de sedimentos gruesos puede alcanzar hasta 1.600 kg/m^3, mientras en zonas de sedimentos finos las concentraciones generalmente son menores de 1.000 kg/m^3.

La concentración crítica a la cual el flujo turbulento se convierte en flujo laminar depende del tamaño de los sedimentos. Para el noroeste de China, Zhang y otros (1.980) sugirieron la siguiente fórmula empírica para determinar la concentración crítica:

$$S_c = 390(D_{50} . \Delta p)^{0.61}$$

Donde :

S_c = Concentración crítica en kg/m3

D_{50} = Diámetro medio de los seguimientos transportados por el flujo en milímetros.

Δp = Porcentaje de partículas menores de 0.007 mm transportadas por el flujo.

La concentración de sedimentos tiende a ser mayor en el fondo que en la superficie, con excepción de las avalanchas en pendientes muy fuertes en las cuales, la concentración de sedimentos tiende a ser igual en toda la altura del perfil.

Existe una concentración de equilibrio o concentración máxima de sedimentos. Una vez la concentración alcanza el valor máximo, la velocidad disminuye y la avalancha tiende a frenarse.

5.4 MECANISMOS DE FORMACIÓN DE AVALANCHAS DE TIERRA

Existen varios tipos de proceso que generan avalanchas de tierra, así:

5.4.1 DESLIZAMIENTOS DE TIERRA GENERALIZADOS POR LLUVIAS INTENSAS

La forma más común de avalanchas es debida a los deslizamientos de tierra generalizados, relacionados con la ocurrencia de lluvias excepcionales.

Es importante definir los siguientes parámetros básicos para el análisis:

a. Susceptibilidad a la ocurrencia de avalanchas por lluvia

Cuando se determina una susceptibilidad a avalanchas, se refiere a la cuenca de una corriente de agua y no a una ladera en particular y la cuenca para al análisis de avalanchas debe referirse a un sitio de salida.

La susceptibilidad a la ocurrencia de avalanchas por lluvia de una cuenca depende de los siguientes factores:

- **Permeabilidad del perfil de suelo**

Sitar (1994) describe la ocurrencia de flujos de detritos como el resultado de un aumento rápido de la presión de poros durante períodos de lluvia intensa. De Campos y otros (1991) muestran que la situación crítica ocurre cuando se presenta una condición de flujo subterráneo paralelo a la superficie del talud. Este mecanismo de falla fue analizado por Collins y Znidarcic (1997).

Para que ocurran avalanchas la saturación por infiltración debe ser más rápida que la capacidad de drenaje interna de los materiales, en tal forma que se genere un aumento rápido de la presión interna y un flujo de agua subterránea paralelo a la superficie del talud. Se requiere una capacidad alta de infiltración para permitir la entrada rápida de agua y una permeabilidad para facilitar la formación de flujos. Tanto la infiltración como el flujo subterráneo están relacionados con la permeabilidad tanto primaria como secundaria del suelo.

Los suelos residuales intensamente fracturados provenientes de rocas metamórficas como esquistos, son algunos de los materiales más susceptibles a avalanchas, debido a su alta capacidad de infiltración y los suelos arcillosos poco permeables son poco susceptibles. Las cenizas y suelos volcánicos en general por su alta porosidad pueden representar materiales muy susceptibles a la formación de flujos de lodo.

- **Pendiente de las laderas**

Para la ocurrencia de avalanchas se requiere que los deslizamientos o denudación de las laderas sea rápido o sea que haya un aporte de grandes volúmenes de suelo en poco tiempo. Las laderas escarpadas o de alta pendiente de suelos residuales permeables con poca vegetación favorecen entonces la ocurrencia de avalanchas.

En términos generales la susceptibilidad a los deslizamientos corresponde a susceptibilidad a las avalanchas; sin embargo la alta pendiente es un prerrequisito para que los deslizamientos puedan convertirse en avalanchas. El ángulo mínimo requerido para la iniciación de un flujo de residuos es de 25 grados (Kanji y otros, 1997).

- **Pendiente y sección de la corriente principal**

Se debe tener en cuenta tanto la pendiente de las laderas como las pendientes de la corriente colectora. Al llegar la mezcla de sedimentos y agua a la corriente principal se requiere una pendiente y sección que favorezca la ocurrencia de grandes velocidades. Los cauces con pendientes superiores al 10% y sección con forma de V pueden representar una alta susceptibilidad a la formación de avalanchas.

La presencia de vegetación puede disminuir la susceptibilidad en la medida en que esta vegetación pueda disminuir la velocidad de infiltración y la profundidad de las raíces actúe como refuerzo de la superficie potencial de deslizamiento. En zonas de muy alta pendiente el peso de la vegetación puede por el contrario coadyuvar a la ocurrencia de deslizamientos.

- **Propiedades de la cuenca de drenaje**

Las propiedades de la cuenca de drenaje son factores muy importantes en la ocurrencia de avalanchas. Entre las propiedades a analizar se encuentran las

siguientes: Area de drenaje, longitud, pendiente, altitud, curva hipsométrica, forma de la cuenca, forma densidad y estructura del sistema de drenaje, cobertura vegetal, rugosidad de la superficie, geología, características de los suelos, configuración de los canales, hidrología y forma de los hidrogramas de creciente.

b. Magnitud de la anomalía climática

El Colegio de ingenieros del Perú (1998) relaciona la ocurrencia de "huaicos" con las zonas de climas áridos y semiáridos a consecuencia de una precipitación inusitada. Carrillo-Gil (1989) describe un gran flujo de escombros en una cuenca en la cual el flujo promedio máximo anual era de 32 m^3/seg y se presentó un caudal superior a 500 m^3/seg. En la misma forma las avalanchas ocurridas en el estado de Vargas en Venezuela en 1999, corresponden a una precipitación excepcional en una zona climática semiárida.

Aunque pueden ocurrir avalanchas de tierra en zonas de alta pluviosidad permanente, la probabilidad de ocurrencia es mayor en zonas normalmente secas, y donde el período de recurrencia de las grandes lluvias es mayor. Entre mayor sea la diferencia entre la lluvia máxima esperada y la lluvia promedio la posibilidad de avalanchas es mayor.

Generalmente la precipitación media corresponde a una situación local dentro de un marco climático regional, y las anomalías climáticas obedecen a fenómenos globales que difieren del patrón general. La magnitud de una anomalía tiende a ser mayor en zonas donde la precipitación promedio es baja, debido a que las grandes lluvias excepcionales dependen muy poco de las características climáticas locales. La intensidad de la lluvia excepcional es generalmente similar para grandes extensiones de terreno. Cuando ocurren lluvias muy por encima de los promedios y de las máximas ocurridas en los últimos años, se presentan fenómenos de inestabilidad generalizada de las laderas, debido a que el perfil del talud no había estado sometido en forma regular a presiones de poro. Cuando ocurre un evento con intensidad diaria horaria o semanal superior a las ocurridas históricamente en los últimos 30 años, se está ante un problema de deslizamientos importantes, pero si esa lluvia es varias veces superior a la máxima histórica, se está ante la posibilidad de grandes avalanchas cuando existe susceptibilidad topográfica y geológica.

La magnitud de una anomalía se puede medir como la relación entre la precipitación de la anomalía y la lluvia promedio.

M_A = Lluvia en 24 horas del fenómeno activador / Promedio de máximos anuales para 24 horas.

Para que ocurra denudación general que conduzca a una avalancha, generalmente se requiere que M_A sea mayor de 2 y entre mayor sea M_A , la denudación es mayor.

En ambientes tropicales el régimen de lluvias típico presenta unos valores normales promedio con unas anomalías extraordinarias y es por esta razón que las zonas tropicales son las más propensas a sufrir grandes avalanchas. Estas anomalías son generalmente atribuidas a los fenómenos del Niño y La Niña. Los Andes tropicales por su situación climática, topográfica y geológica es una de las zonas del mundo más propensas a la ocurrencia de avalanchas.

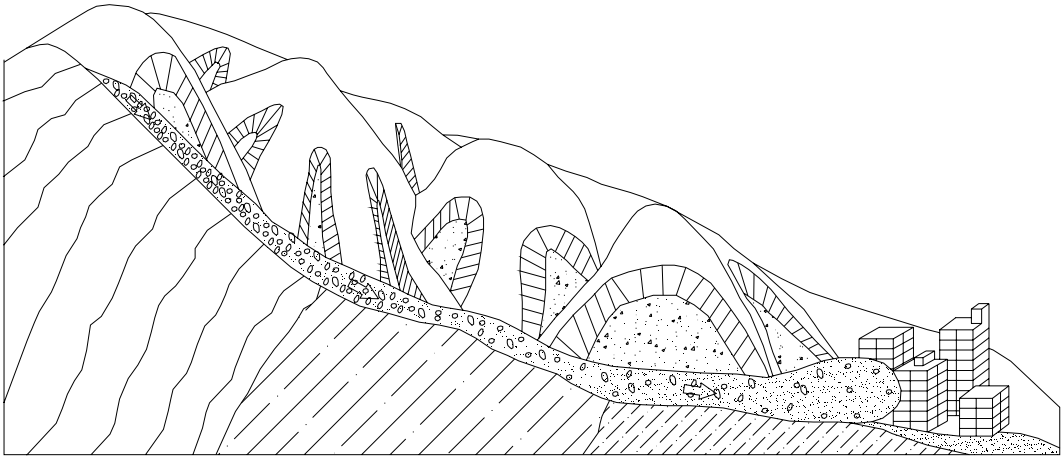


FIGURA 5.16 Avalancha por deslizamientos múltiples.

c. Intensidad de lluvia crítica

La intensidad de la lluvia determina hasta cierto grado el requisito de que la infiltración sea mayor que la exfiltración y al mismo tiempo proporciona el caudal de agua requerido para que la mezcla de agua-suelo se comporte como un flujo.

En china (Massad y otros, 1997) se estima que la intensidad de la lluvia en una hora determina la posibilidad de activación de un flujo de residuos y en Japón (Suwa, 1989) se le da gran importancia a la lluvia en periodos cortos hasta de 10 minutos.

La ocurrencia de lluvias con intensidades superiores a 25 mm/hora en varios días consecutivos es en ocasiones la referencia para la mayoría de flujos, sin embargo debe tenerse en cuenta cual es el valor de los promedios de lluvia en el área analizada.

En áreas de baja pluviosidad promedio se requiere una cantidad de lluvia menor para generar avalanchas de tierra que en áreas de intensa pluviosidad promedio. Para ello es importante analizar las lluvias históricas.

Aunque algunos Autores han desarrollado procedimientos para determinar la lluvia crítica, estas solo son aplicables al sitio para el cual fueron desarrolladas.

d. Magnitud de lluvia antecedente

El volumen de lluvia ocurrida en los días precedentes a la lluvia activadora de las avalanchas es un factor determinante. Los eventos catastróficos en Hong Kong con grandes volúmenes de denudación, se relacionan con la lluvia acumulada en los 15 días anteriores. Para la ocurrencia de desastres en Hong Kong se requiere de una lluvia acumulada de más de 350 milímetros en los últimos 15 días y de una lluvia definitiva de más de 100 milímetros en 24 horas (Brand, 1982). Debe observarse que los suelos de Hong Kong son principalmente suelos residuales de granito con perfiles profundos de meteorización y permeabilidad secundaria alta.

e. Porcentaje de área denudada

Los volúmenes y el tipo de materiales que se producen dependen de las características topográficas y geológicas, la meteorización, la morfología y la cobertura vegetal. El porcentaje de área denudada depende de la intensidad de la anomalía y de la susceptibilidad morfológica y geológica a los deslizamientos.

En casos de lluvias en 24 horas más de 10 veces por encima de los promedios, ($M_A > 10$) en zonas de alta pendiente en suelos residuales fracturados permeables, los deslizamientos pueden cubrir más del 50% del área de una cuenca de alta pendiente y se pueden generar sedimentos de hasta 300.000 metros cúbicos por kilómetro cuadrado, en un solo evento.

f. Profundidad de denudación

La profundidad de denudación es tal vez el parámetro más fácil de predecir. La mayoría de las avalanchas históricas relatadas en la literatura corresponden a deslizamientos planares en pendientes entre 25 y 45 grados con profundidad de denudación entre 1 y 2.5 metros.

En suelos residuales con perfiles de meteorización superiores a 3 metros, la denudación alcanza espesores promedio hasta de 2.5 metros y en perfiles de profundidad de meteorización menores a dos metros la denudación generalmente alcanza el nivel de la roca.

g. Intensidad de sedimentos aportados al flujo

Determinando la profundidad y el área denudada se puede determinar una cantidad total probable de sedimentos, la cual debe incorporarse al flujo de la corriente durante un tiempo de avalancha, el cual generalmente no es superior a una hora. Para la incorporación de los sedimentos al modelo matemático se debe tener en cuenta además el agua de los poros. La porosidad en materiales poco densos puede alcanzar valores de hasta el 70 % de vacíos llenos de agua. En suelos residuales típicos aproximadamente 40 % del volumen denudado es agua y el 60 % son sólidos.

5.4.2 AVALANCHAS POR DESLIZAMIENTOS AISLADOS

Cuando un deslizamiento de tierra de gran magnitud alcanza un cauce de agua o un canal de agua lluvias de alta pendiente, los materiales aportados por el deslizamiento pueden fluir por el cauce alcanzando velocidades importantes y avanzando distancias considerables. La magnitud de la avalancha depende de la magnitud del deslizamiento, las características de los materiales, la disponibilidad de agua y la morfología del canal de drenaje.

Al avanzar el flujo producto del deslizamiento, el volumen de flujo va aumentando al arrastrar los materiales que encuentra a su paso, generando un proceso de raspado o socavación del fondo y taludes del cauce.

En el deslizamiento de Gamahara en el Japón un deslizamiento de 5000 metros cúbicos aumentó a 100.000 metros cúbicos en un trayecto de 2500 metros (Marui y otros, 1997).

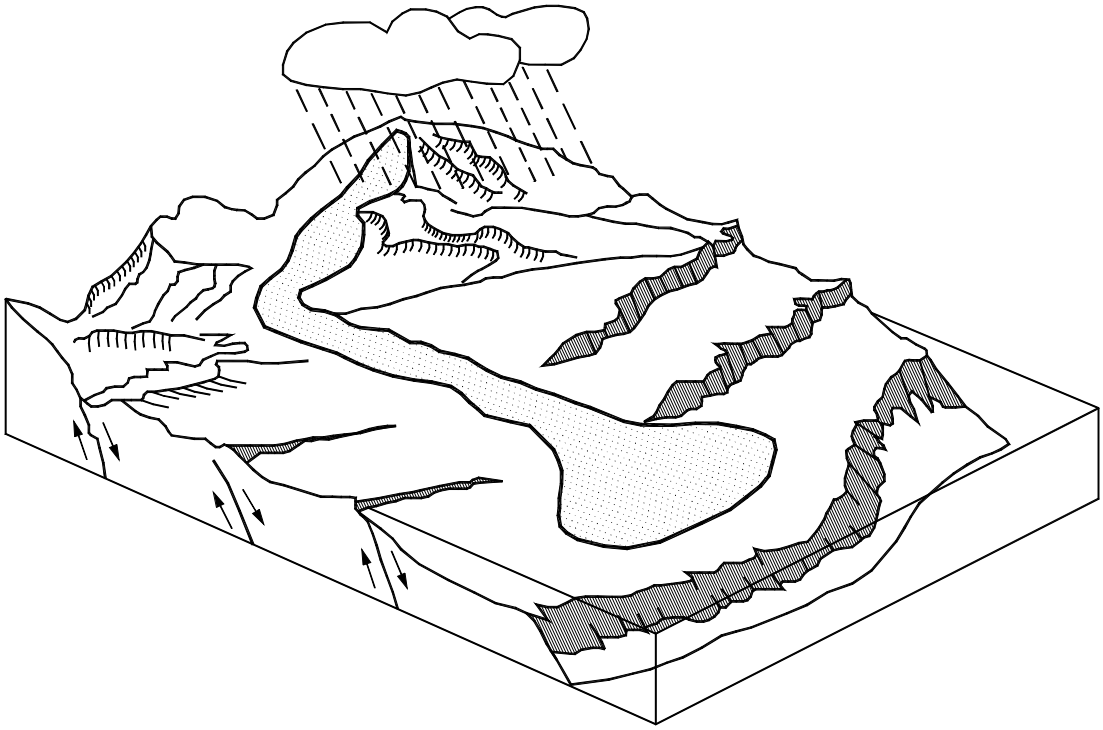


FIGURA 5.17 Esquema de una avalancha producida por un gran deslizamiento.

5.4.3 REPRESAMIENTO DE CAUCES DE AGUA

Cuando un canal de drenaje, cañada o río es represado por un deslizamiento de tierra se produce una acumulación grande de agua, la cual al desbordarse puede generar una avalancha de grandes proporciones.

Para el análisis debe tenerse en cuenta el volumen de agua represada y el volumen de sedimentos, así como los sedimentos y aguas obtenidos por el raspado a lo largo del canal.

En el caso de la Josefina al sureste del Ecuador en 1993, se produjo un deslizamiento de alrededor de 30 millones de metros cúbicos, formando una presa natural de longitud de un kilómetro con un ancho de 600 metros y altura mínima de 95 metros. El embalse creado por el deslizamiento tardó 60 días en llenarse y al producirse en forma violenta el desagüe, se generó una avalancha.

5.4.4 AVALANCHAS POR CAUDALES Y VELOCIDADES EXTRAORDINARIAS EN CAUCES DE AGUA

Una lluvia intensa genera una superficie de agua de escorrentía que fluye a lo largo de la superficie de las laderas, con una altura h_o sobre una ladera de inclinación q. Dependiendo del espesor de materiales sueltos sobre la ladera o cauce, o de los suelos residuales se genera una presión de poros a lo largo de una superficie potencial de movimiento.

La presión de agua produce una disminución de la resistencia al cortante y al mismo tiempo una fuerza o presión paralela a la superficie del terreno.

De acuerdo a la relación entre las fuerzas que tratan de producir el desplazamiento del suelo y las fuerzas resistentes de cortante, el material suelto puede moverse bajo la acción de la escorrentía.

La concentración de escorrentía también puede producir erosión intensa en el fondo de los canales, generándose hiperconcentración de sedimentos.

El aumento súbito de caudal produce un aumento acelerado de la socavación de los sedimentos en el fondo de una corriente o río y una hiperconcentración de sedimentos en el flujo de agua. La hiperconcentración puede ser de tal magnitud que el flujo se pueda considerar como una avalancha.

5.4.5 EVENTOS SÍSMICOS

La ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud y poca profundidad de foco genera una gran cantidad de deslizamientos cosísmicos, los cuales pueden convertirse en avalanchas.

La formación de avalanchas por eventos sísmicos depende de las características del sismo, de la susceptibilidad de las laderas a los deslizamientos de tierra y de la coincidencia o no con períodos de lluvias. En el sismo de Páez en 1994 en Colombia, en un sismo de magnitud 6.4 se produjeron deslizamientos en un área de 250 km^2, en suelos residuales con rocas, predominantemente de cuarcitas y esquistos. Los mayores deslizamientos fueron deslizamientos translacionales de espesor entre 1 y 2 metros en suelos residuales, saturados por una temporada de lluvias en pendientes de aproximadamente 30º; los deslizamientos principalmente de materiales finos se transformaron inmediatamente en flujos viscosos. Localmente más del 50% de los taludes fueron denudados, los deslizamientos profundos fueron muy pocos. En la figura 5.9 se muestran los rangos de gradación de los materiales de flujo.

Los flujos viajaron aproximadamente 120 Km. pero la mayoría de los daños ocurrieron en los 35 Km. más altos. Se observó que la onda inicial constituyó el pico de la avalancha alcanzando alturas entre 10 y 40 metros sobre el nivel normal del río, con velocidades entre 8 y 12 metros por segundo.

Para la ocurrencia de grandes avalanchas generalmente se requiere un sismo de magnitud superior a 6.0.

5.4.6 FLUJOS PIROCLÁSTICOS

Las erupciones explosivas magmáticas o freáticas de los volcanes causan avalanchas a veces acompañadas de flujos piroclásticos o explosiones laterales dirigidas. Las intrusiones magmáticas pueden deformar y fracturar las rocas que conforman el cono volcánico al empujar hacia arriba y hacia fuera, induciendo aumento de fuerzas cortantes y disminución de la resistencia al corte de la masa (García, 1986).

Los volcanes son muy susceptibles a originar avalanchas de tierra debido a sus pendientes empinadas y la estructura de capas inclinadas en la dirección de la pendiente topográfica. Las rocas en los conos volcánicos tienden a ser débiles por los diversos factores de alteración.

Los flujos piroclásticos producidos por los volcanes son por sí mismos avalanchas de tierra incandescente y al depositarse sobre las laderas de los volcanes pueden generarse flujos adicionales activados por lluvias.

En el flujo del volcán Merapi en Indonesia (Chida y Hariyono, 1995) un flujo piroclástico sobre una pendiente de aproximadamente 35º destruyó un área de 839 hectáreas y días después de la ocurrencia del flujo lluvias intensas generaron flujos de lodos y de residuos de gran magnitud.

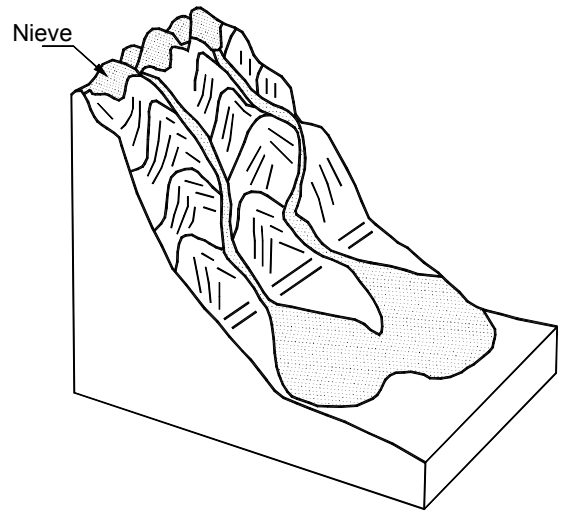


FIGURA 5.18 Esquema de avalanchas por deshielo de nevados.

5.4.7 DESHIELO DE NEVADOS

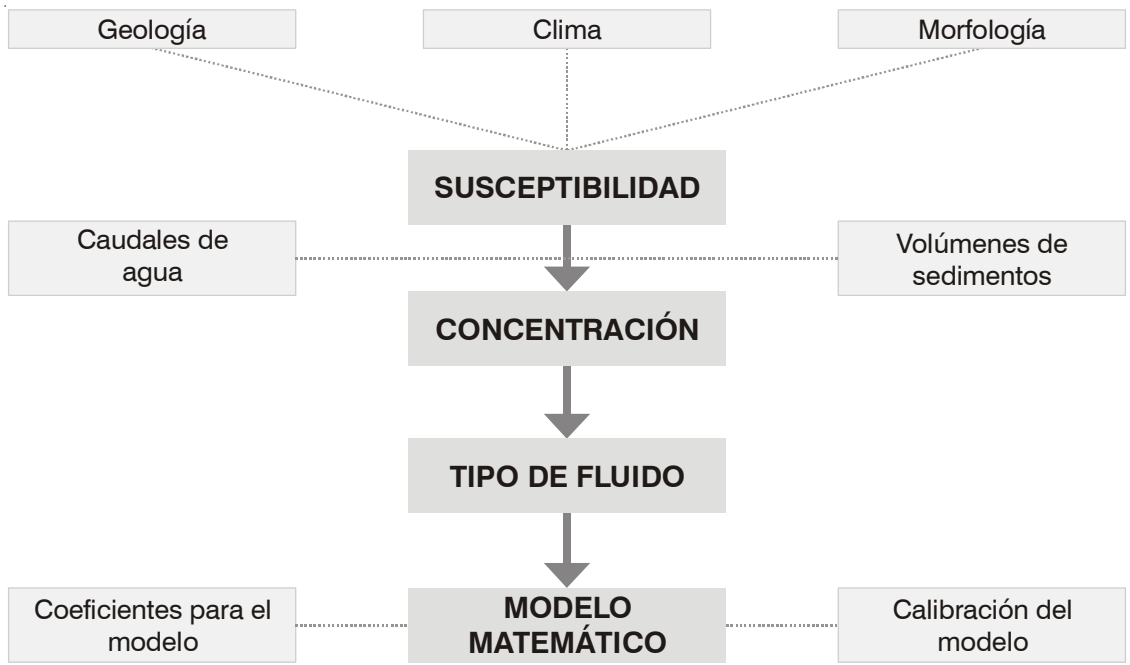
El deshielo de nevados por acción de erupciones volcánicas puede generar avalanchas de gran magnitud como la ocurrida en Armero - Colombia en 1985. En la erupción del volcán Nevado del Ruiz se produjo una explosión a las 15 horas, en la cual se dispersaron residuos piroclásticos en un radio de 50

kms. La erupción coincidió con un evento sísmico fuerte local de aproximadamente 15 minutos de duración.

El primer depósito fue observado como una lluvia sucia que formó una capa de lodo de 1 ml de espesor, la cual fue seguida de una capa de ceniza lítica gruesa bien gradada de 5 ml de espesor (García, 1986). A las 21 horas se presentaron coladas piroclásticas, las cuales fueron seguidas por la formación de una columna eruptiva, la cual incluyó escoria y fragmentos de pómez que se esparcieron en todas direcciones pero especialmente hacia el NE. Dicha colada derritió con rapidez grandes volúmenes de nieve superficial y hielo y también causó la rotura súbita de glaciares. La caída de materiales piroclásticos duró por lo menos 75 minutos.

La cubierta producida indujo el flujo rápido de agua y nieve en fusión de las capas superficiales. La mezcla resultante de agua y piroclastos fue conducida hacia las quebradas formando flujos, los cuales erodaron a su vez los depósitos no consolidados en el manto de roca meteorizada y se transformaron en flujos de lodo a pocos kilómetros de su fuente (García, 1986).

Vale la pena destacar que una erupción relativamente pequeña con emisión de material piroclástico de 10^7 a 10^8 m^3 (Calvache y otros, 1985) produjo flujos de lodos catastrófico, esto puede explicarse por la eficiencia del proceso de transferencia de calor durante la interacción piroclastos – hielo.



5.5 PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN DE AVALANCHAS DE TIERRA

Para el análisis y modelamiento de una amenaza de avalanchas se sugiere seguir el siguiente procedimiento:

1. Análisis de susceptibilidad

Para que ocurra una avalancha se deben cumplir tres condiciones a un mismo tiempo:

a. Susceptibilidad Geológica: Deben existir los materiales susceptibles a desprenderse y moverse.

b. Susceptibilidad Topográfica: Deben existir las condiciones de pendiente, ancho y características del canal que permitan la ocurrencia de una avalancha.

c. Posibilidad de un evento activador: Deben existir las condiciones para que se pueda producir un evento activador de la avalancha. Lluvias extraordinarias. Deshielo, sismos, etc.

Si alguna de las tres condiciones anteriores no se cumple no existe amenaza de avalanchas.

2. Análisis de las características geológicas y geotécnicas

Se requiere definir el porcentaje y profundidad de denudación de cada subcuenca en el momento de ocurrencia de la precipitación máxima, sismo, aumento de caudales de la corriente, etc.

El porcentaje de denudación depende de la magnitud de la anomalía, el uso del suelo, la pendiente del terreno y la susceptibilidad a los deslizamientos y/o a la erosión, la cual depende de las características geológicas.

La profundidad de denudación depende de la profundidad del perfil de meteorización y de la morfología del terreno.

Se requiere realizar una evaluación geológica y geotécnica detallada que permita determinar la cantidad y profundidad de los deslizamientos que se presentarían en el momento de la ocurrencia de un evento lluvioso o sísmico anómalo.

Para el caso de deslizamientos aislados importantes se debe evaluar el volumen de cada deslizamiento y su localización dentro de la cuenca.

3. Cálculo de los caudales de agua

Se debe definir los caudales de agua disponible la forma y características del probable hidrograma, para la precipitación de máxima esperada, suponiendo solamente aportes de agua sin tener en cuenta sólidos. Este análisis requiere de información sobre precipitación, respuesta de las corrientes, uso del suelo y morfología de la cuenca.

4. Cálculo del volumen de sedimentos

Se debe calcular el volumen de sedimentos que se incorporaría a la avalancha, el momento de la precipitación máxima, especificando los volúmenes de sedimentos finos y gruesos. Es importante definir la distribución del aporte de sedimentos con el tiempo. El hidrograma debe ajustarse para incluir los sedimentos.

5. Cálculo de los caudales de avalancha en cada sección o punto de control, incluyendo la suma de líquidos y sólidos. Para obtener los caudales se puede trabajar con un método hidrológico utilizando el valor de la lluvia equivalente, o se pueden sumar los caudales de líquidos y sedimentos en cada punto de control.

El modelo puede adaptarse realizando cálculos de socavación, represamiento y/o depositación en determinados puntos de la corriente.

6. Calculo de los porcentajes de concentración de sedimentos en cada sección de la corriente. Debe tenerse en cuenta los volúmenes de agua y el volumen de sedimentos. Debe observarse que en el volumen producido por los deslizamientos, un porcentaje importante está compuesto por agua.

$$\text{Volumen de sedimentos} = \text{Volumen deslizado} * (1 - \text{Porosidad})$$

7. Definición del tipo de fluido. Fluido Bingham(Coulomb), Fluido Newtoniano(Manning) o Fluido dilatante. El tipo de fluido depende principalmente de la concentración y tipo de sedimentos. El tipo de fluido determina cuál de los modelos matemáticos se debe utilizar para la modelación.

8. Determinación de los coeficientes a utilizar en el modelos. Por ejemplo: Coeficiente de Manning para el caso de Fluido Newtoniano.

9. Análisis del modelo matemático de flujo. Por ejemplo: Programa HEC-RAS para modelamiento según Manning.

10. Corrección de los resultados del modelo para tener en cuenta la sobre-elevación en las curvas.

11. Análisis de velocidad de flujo para determinar si esta es superior a la velocidad de sedimentación.

12. Calibración del modelo utilizando la información de avalanchas anteriores.

El modelamiento es solamente una herramienta cuyos resultados dependen en gran parte de los criterios utilizados para determinar los parámetros o datos para correr los programas matemáticos.

REFERENCIAS

Araya Moya (1994) "Genesis de aluviones en la costa de zonas desérticas" Primer simposio panamericano de deslizamientos. Guayaquil 186-200.

Brunsden D.(1984) "Mudslides" Slope Instability Edited by D. Brunsden and D. B. Prior, John Wiley & Sons Ltd. p363-418.

Calvache M.L., Carracedo J.C., Cendrero A., Cepeda H., Fuster J.M., Janda D., Naranjo J.L., Pierson T., Thouret J.C. (1985), "Preliminary Analysis of the 13 November 1985 Eruption of Nevado Del Ruiz, Colombia", Grupo de Geología, Comité de Estudios Volcánológicos, Manizales.

Carrillo-Gil A. (1989) "Flujo de escombros en la cuenca del Rio Rimac- Perú" I Simposio Suramericano de deslizamientos Paipa – Colombia pp. 472-482.

Colegio de ingenieros del Perú, (1998) "Informe del fenómeno del niño 1997-1998". Lima pp.110.

Collins B., Znidarcic D. (1997). "Triggering Mechanisms of Rainfall Induced Debris Flows". Second Pan-american symposium on Landslides. Río de Janeiro. Pp. 277-286.

Chida H., Hariyono I.R., (1995) "Mt. Merapi Pyroclastic Flow and Lahar Disaster, Indonesia". Landslide News No.9 p. 33-34

Chien N. , Wan Z. (1.999) "Mechanics of Sediment Transport". ASCE Reston Virginia p.913.

De Campos T. M. P. , Andrade M.H.N., Vargas E. A.. (1991) Unsaturated colluvium over rock slide in a forested site in Rio de Janeiro. 6th international symposium on Landslides, Christchuch pp. 1357-1364.

Du, Ronghuan , Shucheng Zhang.(1980) "Characteristics of glacial debris flows in South – eastern Qinghai-Tibet Plateau". Proc. of Debris Flow, Chengdu Institute of Geography, Academia Sinica, pp. 27-33 (en Chino).

García M. (1986) "Eventos Catastróficos del 13 de Noviembre de 1985". Conferencia Gustavo Maldonado . IV Jornadas Geotécnicas , Sociedad Colombiana de Ingenieros Bogotá p. 2-82

Johnson A.M., Rodine J.R. (1984) "Debris Flow" Slope Instability Edited by D. Brunsden and D. B. Prior, Jhon Wiley & Sons Ltd. p 257-361.

Martínez J.M., Avila G., Agudelo A., Schuster R.L., Casadevall T.J., Scott K.M. (1995) "Landslides and Debris Flows Triggered by the 6 June 1994 Paez Earthquake, Southwestern Colombia". Landslide News No.9. p13-15.

Marui H. Watanabe N. Sato O, Fukuoka H. , (1997) "Gamahara torrent debris flow on 6 december 1996, Japan", . Landslide News No. 10, p.4-6

Massad F., Cruz P.T., Kanji M.A., Araújo Fo H.A. (1997) "Comparison between estimated and measured debris flow discharges and volume of sediments" "Segundo Simposio Panamericano de deslizamientos, Rio de Janeiro, p 213-222.

Ortíz G., Rivero J.,Marín L. (1994) "El desastre natural de La Josefina al sureste del Ecuador". I Simposio Panamericano de Deslizamientos de Tierra Guayaquil, Ecuador. Pp. 36-59.

PNUD-Office for the Coordination of Humanitarian Affairs (2000) "Efectos de las lluvias caídas en Venezuela en Diciembre de 1999" CDB Publicaciones. Caracas 224 p.

Schuster R.L., (1996) "The 25 most catastrophic landslides of the 20th century". Proceeedings of the eigth international conference and field trip on landslides. Granada, España. P.53-62.

Sitar N (1994) "Initiation of Rainfall-induced Debris Flows" .I Simposio panamericano de Deslizamientos de Tierra Guayaquil, Ecuador p. 23-35.

Suwa H. (1989) "Field observation of debris flow" Joint Seminar on Natural Hazards Mitigation, Kyoto, p.p. 343-352.

Takahashi T. (1991). "Debris flow" . International Association for Hydraulic Research. AA. Balkema. Rotterdam 165p.

Wan, Xingkui, Ning Chien. (1989) "Turbulence Characteristics of Sediment-laden Flow". *J. Hydraulic Engineering*, ASCE pp.781-800.

Wright (1936) "Experimental Study of the Scour of A Sandy River Bed by Clear and Muddy Water". *J. Res., Bureau of Standards*, Vol. 17, No. 2, pp.193-206.

Xu, Daoming, Qinghua Feng.(1979) "Table of roughnesss of debris flow channel". Abstract of papers of first National symposium on Debris flow, 1979, p. 51-52 (en Chino).

Yellow River soil water Conservation planning Office, River water conservation committee. (1977) " Analysis of sediment Entering the Yellow River Basin" , China p.23.

Zhang, Shucheng, Juanmo Yuan (1980), "Impact of Debris Flow and Its Measurement". *Proc. of Debris Flow*, Chegdu Institute of Geography Institute, Academia Sinica, pp. 187-192 (en Chino).

CAPÍTULO 6

Materiales para el Control de erosión

INTRODUCCIÓN

Entre los materiales utilizados para el control de erosión se encuentran los siguientes:

- Los geosintéticos: Geomembranas, geotextiles tejidos y no tejidos, geomallas, geogrillas y geocompuestos.
- Los mantos sintéticos: Mantos de fibra de vidrio, Esterillas tridimensionales (TRMs y ECRMs).
- Matrices de fibras sintéticas: Hilos continuos o fibras independientes.
- Los tejidos orgánicos: De yute, fique, fibra de coco, fibra de madera, Excelsior.
- Las fajinas: De paja, fibra de coco.
- Las barreras para sedimentos: Bolsas de arena, barreras de geotextil, barreras prefabricadas.
- Los geomoldes: colchonetas para rellenar con concreto, tubos de geotextil, bolsacreto, colchones celulares.
- Los prefabricados de concreto: Muros de elementos prefabricados, bloques unidos por cables, bloques individuales.
- Los filtros granulares: gravas y arenas.
- Los enrocados: Rip-rap, grandes bloques de roca
- El Mulching: Fibra de madera, paja, Mulching hidráulico.
- Los pegantes: Emulsiones asfálticas, resinas sintéticas, yeso.
- Controladores de polvo fugitivo: Cloruro de calcio, Cloruro de sodio, silicatos, emulsiones de acrílico, aceites del petróleo, residuos de aceites vegetales, lignosulfonatos.
- Los gaviones: Muros y revestimientos.
- La vegetación: Pastos, hierbas y árboles.
- Los suelos orgánicos, abonos naturales y sintéticos.

En este capítulo se presenta un resumen de las características y comportamiento de la mayoría de estos productos, en el capítulo 7 se presenta información detallada sobre el uso de los gaviones, y en el capítulo 8 se muestran las diversas formas de utilizar la vegetación y los abonos.

La agrupación de los productos se ha realizado de acuerdo a sus materiales constitutivos separando los productos sintéticos de los orgánicos. En la ausencia de una terminología estándar internacional para muchos de los materiales de control de erosión que existen hoy en el mercado, los nombres empleados para los materiales y productos han tratado de ser una traducción lo más descriptiva posible de los nombres más comunes en lengua inglesa, adaptándolos a las realidades y limitaciones del español, incluyéndose en algunos casos el nombre en inglés más utilizado. En lo posible se ha tratado de mantener los criterios generales de los congresos de la Asociación Internacional de Control de Erosión -IECA.

6.1 LOS GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos son productos de ingeniería, enrollables, fabricados con polímeros como el polipropileno, el poliéster, el nylon y el polietileno.

Como estos productos sintéticos se van a utilizar en obras en contacto con el suelo, la humedad y el medio ambiente es muy importante analizar su comportamiento en estas condiciones (Tabla 6.1).

Los geosintéticos generalmente se colocan en combinación con otros geosintéticos (Figura 6.1), o con otros productos como la vegetación. En ocasiones cumplen un objetivo específico como por ejemplo servir de separadores entre capas de materiales o proteger contra la erosión en forma temporal durante el período de construcción.

La mayoría de los geosintéticos se fabrican en rollos, los cuales se desenrollan para extender el geosintético sobre una superficie (Figura 6.2).

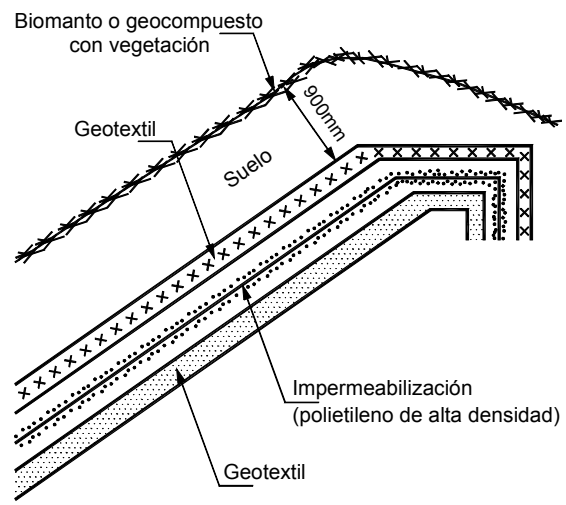


FIGURA 6.1 Ejemplo de esquema de protección de la superficie superior de un relleno sanitario utilizando geosintéticos.

6.1.1 GEOMEMBRANAS

Las geomembranas son capas delgadas de caucho o materiales plásticos utilizados principalmente como impermeabilizantes. Existen muchos tipos diferentes de membranas sintéticas a base de plásticos y de elastómeros muy fáciles de instalar. Existen en el mercado además, las membranas de Bentonita y de productos a base de arcilla.

TABLA 6.1 Algunas características de las fibras sintéticas utilizadas para construcción de geotextiles.

Tipo de polímero	Resistencia química		Rango de temperatura en que es estable (°C)	Observaciones
	Condiciones de acidez	Condiciones de alcalinidad		
Polipropileno	PH ≥ 2	Todas	-15 a 120	Es atacado por el peróxido de hidrógeno, el ácido sulfúrico y el ácido nítrico. Es afectado por los aceites del petróleo.
Poliéster	PH ≥ 3	PH ≤ 10	-20 a 220	Se degrada por hidrólisis en condiciones alcalinas.
Nylon (poliamida)	PH ≥ 3	PH ≤ 12	-20 a 230	Reduce su resistencia al sumergirse en agua.
Polietileno	PH ≥ 2	Todas	-20 a 80	Igual que el polipropileno.

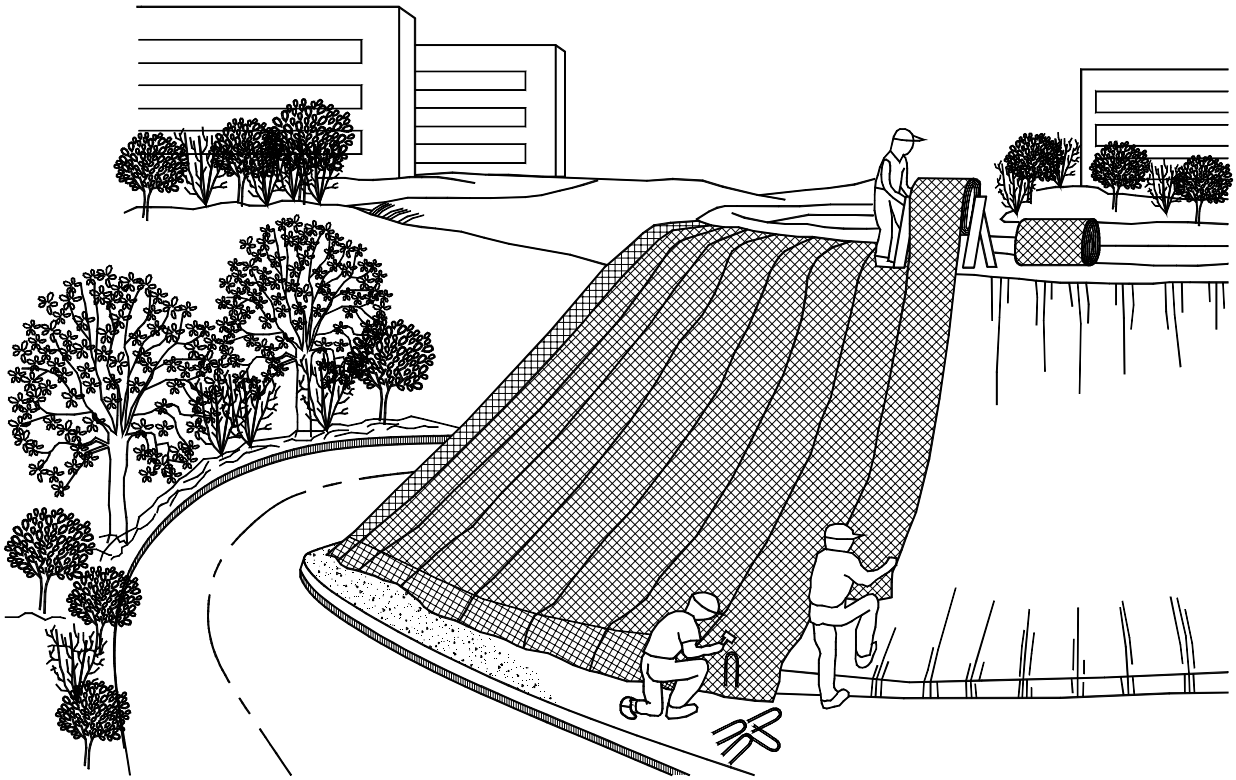


FIGURA 6.2 Instalación de mantos para control de erosión en taludes (Tensar Earth Technologies).

TABLA 6.2 Guía para la selección de membranas para impermeabilización.

Sustancia	Polietileno	Hypalon	PVC	Hule butilo	Neopreno	Tableros asfálticos	Concreto asfáltico	Concreto	Acero	Polietileno clorinado	Poliolefin elastizado
Agua	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	PC	OK	OK
Aceites animales	OK	OK	SR	OK	OK	C	C	NR	OK	OK	OK
Aceites de Petróleo (no aromáticos)	OK	C	NR	NR	SE	NR	NR	OK	OK	OK	OK
Aguas negras domésticas	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Soluciones salinas	OK	OK	OK	OK	OK	OK	C	NR	NR	OK	OK
Soluciones base	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	C	OK	OK	OK
Ácidos ligeros	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	NR	NR	OK	OK
Ácidos oxidantes	NR	NR	NR	NR	C	NR	NR	NR	NR	NR	NR
Salmuera	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	C	NR	OK	OK
Aceites de petróleo	C	NR	NR	NR	NR	NR	NR	OK	OK	NR	NR
OK = Satisfactorio, C = Cuestionable, NR = No se recomienda, SR = Se rigidiza, SE = Se expande PC = Se requiere protección catódica.											
Se recomienda efectuar pruebas de inmersión de cualquier revestimiento que se vaya a usar en un medio ambiente donde exista duda sobre su longevidad.											

Generalmente los proveedores facilitan catálogos muy completos sobre sus características y colocación. En la tabla6.2 se indica que algunas membranas son atacadas por ciertos líquidos y se debe ser cuidadoso al escoger el tipo de geomembrana; cuya utilización debe hacerse teniendo en cuenta el comportamiento específico de cada tipo de membrana.

6.1.2 GEOTEXTILES

Geotextil es el nombre genérico que se le asigna a los textiles permeables o redes de material plástico utilizadas en contacto con el suelo o la roca. Los geotextiles se les utiliza como separadores entre capas de suelo, como refuerzo o como filtro. Los geotextiles difieren unos de otros de acuerdo al material polimérico utilizado para su fabricación. Los tipos más comunes son el poliéster y el polipropileno, aunque también se utiliza el polietileno y el nylon.

Los geotextiles no deben confundirse con los geomantos biodegradables.

a. Geotextiles no tejidos

Los geotextiles no tejidos son construidos por filamentos de polímeros colocados en forma desordenada y unidos utilizando calor, resinas o punzado con alfileres.

Los geotextiles no tejidos son manufacturados formando una telaraña suelta de fibras cortas o filamentos continuos, organizados en un patrón desordenado y luego sujetos a alguna forma de unión para formar una estructura planar resistente. El proceso de formación de la telaraña es importante por cuanto es responsable de la distribución y orientación de las fibras en el producto definitivo. La tela se forma por medio de un proceso de batido de las fibras (separado y mezclado) y luego son depositados sobre una correa movible. Varias capas pueden combinarse para formar un geotextil con el ancho requerido y la orientación deseada de fibras. Luego la telaraña es sujeta a una operación de unión o pegado. Después del pegado se le da un tratamiento para obtener unas características especiales de superficie.

Los geotextiles no tejidos pueden dividirse en tres subgrupos (Figura 6.3), dependiendo del sistema de pegado o unión utilizado:

No tejidos punzonados

En este método de unión el geotextil es punzonado por miles de alfileres sobre una placa perforada. A medida que los alfileres entran en la telaraña cargan consigo fibras tejiéndolas. Cuando los alfileres se retiran, las fibras quedan físicamente entrelazadas dentro de la estructura.

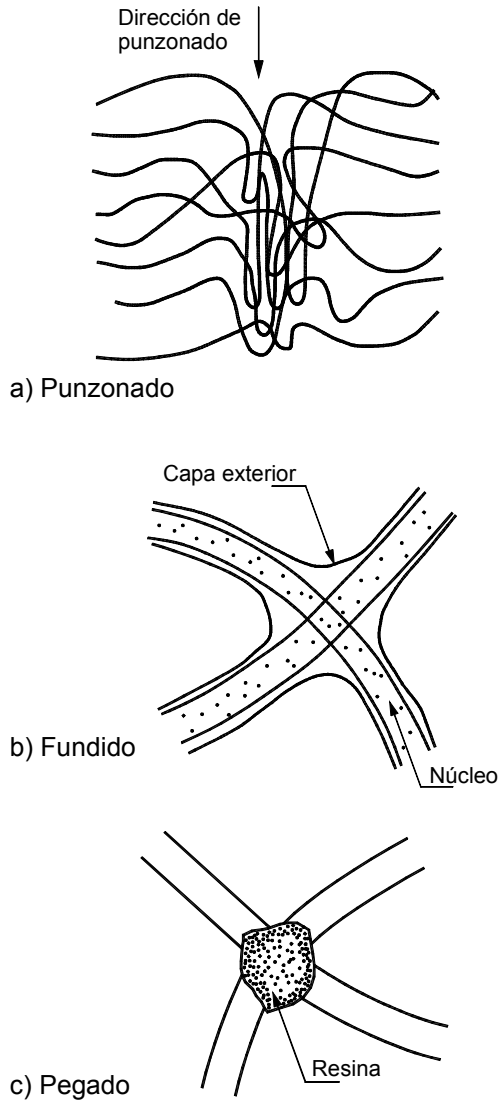


FIGURA 6.3 Tipos de unión en geotextiles no tejidos.

El resultado es un geotextil que se deforma fácilmente y se conforma bien a las irregularidades del suelo.

No tejidos pegados al calor

Este método de pegado se basa en el principio que las fibras termoplásticas se ablandan con el calor. Cuando están calientes se les coloca una presión por medio de rodillos para que las fibras se adhieran en sus puntos de contacto. Algunos geotextiles utilizan un solo polímero y otros varios polímeros con

diferentes temperaturas de fundido o algunos de los filamentos son compuestos por dos polímeros diferentes, el núcleo de un filamento más resistente al calor y el exterior de un polímero para pegado. El resultado es un geotextil plano y compacto con menos flexibilidad pero mejor resistencia a la abrasión.

No tejidos pegados con resina

Esto se logra impregnando las fibras con una resina o goma. Después del curado del pegante, se logran uniones muy sólidas.

Los geotextiles combinados son aquellos que fueron fabricados con varios de los anteriores procesos de construcción.

b. Geotextiles tejidos

Los geotextiles tejidos son fibras tejidas en ángulos rectos conformando la apariencia de una manta con huecos de tamaño uniforme (Figura 6.4).

Los geotextiles tejidos pueden dividirse en cinco subgrupos, de acuerdo a la fibra que se usa para su fabricación:

a. Geotextiles tejidos de monofilamento

Estos consisten en monofilamentos en las dos direcciones. Los monofilamentos son de sección circular o elíptica.

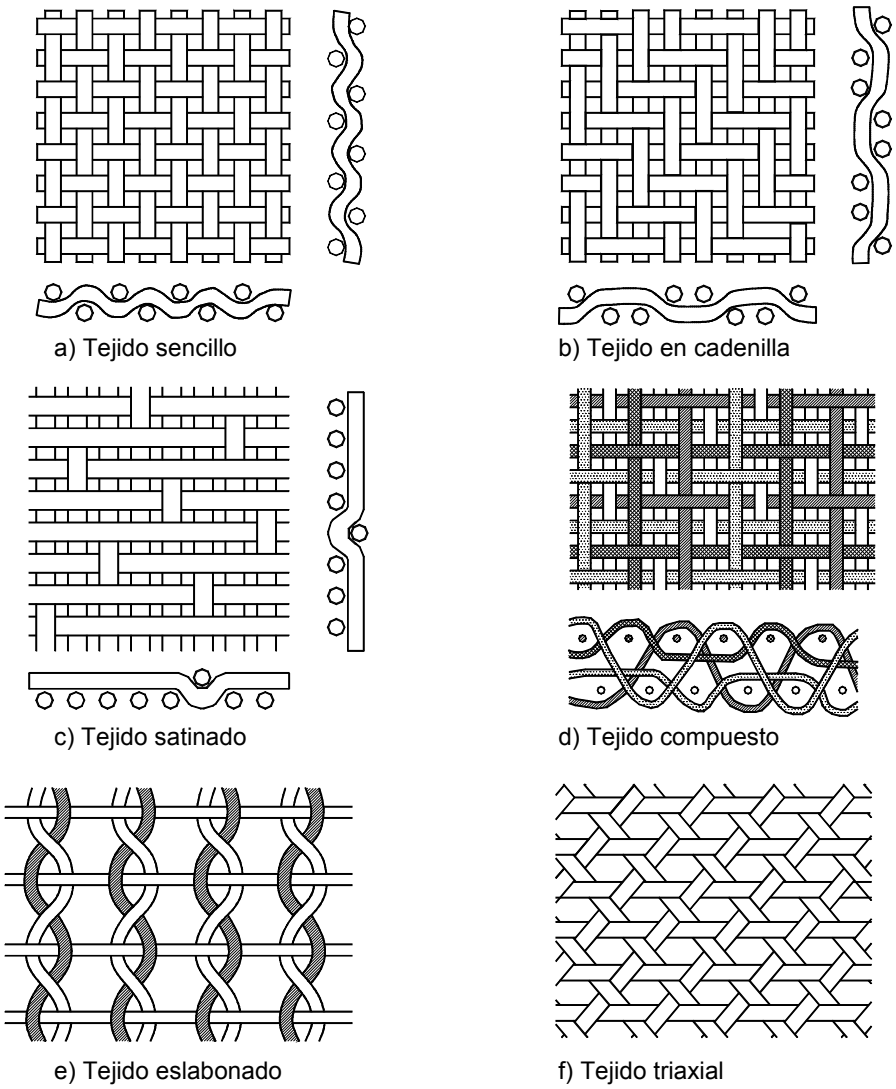


FIGURA 6.4 Tipos de tejido de geotextiles

b. Tejidos de hilo

Consisten en hilos de multifilamentos torsionados en la típica estructura de un hilo. Son tejidos en las dos direcciones y se observa que los hilos se aplanan ligeramente en los puntos de entrelace.

c. Tejidos de cinta

Consisten en cintas planas tejidas en las dos direcciones. El ancho de las cintas varía entre 1.5 y 4.0 mm.

d. Tejidos fibrilados

Consisten en hilos fibrilados de secciones aproximadamente elípticas o rectangulares. El proceso de fibrilado rompe las cintas en hilos fibrosos, pero los hilos se mantienen interconectados uno al otro en varios puntos a lo largo de su longitud.

El comportamiento mecánico de los geotextiles tejidos es generalmente, anisotrópico dependiendo de la dirección de colocación de la carga. El refuerzo puede ser diferente en cada una de las direcciones.

Filtros de geotextil

El diseño de geotextiles para control de erosión se basa en dos funciones principales: la permeabilidad o facilidad para permitir el paso del agua y la capacidad de retención de las partículas mientras se permite el flujo.

La calidad de los filtros de geotextil se analiza con relación al tamaño equivalente de orificios, $O_{90,}$ que corresponde a los tamaños más grandes de poro del geotextil.

Criterio de permeabilidad

Para poder satisfacer el criterio de permeabilidad es necesario que el geotextil tenga una permeabilidad más alta que el suelo por debajo de ella. Para textiles tejidos se exige que la permeabilidad del geotextil debe ser 10 veces superior a la del suelo y para geotextiles no tejidos 50 veces.

Para garantizar el criterio de permeabilidad se exige cumplir con el siguiente requisito:

$$O_{90} \geq D_{15}$$

Criterio de retención

Para satisfacer el criterio de retención se exige que los huecos grandes presentes en el geotextil no sean lo suficientemente grandes para permitir el paso de las partículas.
Para garantizar el criterio de retención generalmente se exige cumplir con las siguientes reglas.

Para geotextiles tejidos:

$$O_{90} \leq 2.5\ D_{90}$$

Para geotextiles no tejidos:

$$O_{90} \leq 5.0\ D_{90}$$

La experiencia ha demostrado que los geotextiles no tejidos son más efectivos como filtros que los tejidos, debido a que ellos proveen un mayor rango de tamaños de poros.

Resistencia de los geotextiles

La resistencia a la tensión de los geotextiles es una propiedad muy importante para determinar su estabilidad. Existen cuatro formas de realizar el ensayo a tensión de geotextiles así:

a. *Sistema Grab* (Norma ASTM D4632). Se ensaya una muestra de 4 pulgadas de ancho, pero con sujetadores de solo una pulgada de ancho (Figura 6.5)
b. *Sistema de carro ancho* (Norma ASTM D4595). Se ensaya una muestra de 8 pulgadas en todo su ancho

TABLA 6.3 Rango de valores de propiedades representativas de los geotextiles (Geotechical engineering office, 1993).

Geotextiles		Resistencia a la tensión (kN/m)	Máxima elongación %	Tamaño aparente de poros (mm)	Permeabilidad (l/m^2/seg.)	Peso unitario (gr/m^3)
Tejidos	Monofilamento	20-80	5-35	25-2000	25-2000	150-300
	De hilo	40-800	5-30	20-80	20-80	250-1300
	De cinta	8-90	15-20	5-15	5-15	100-250
No tejidos	Punzonado	7-90	50-80	0.02-0.15	25-200	150-2000
	Pegado al calor	3-25	20-60	0.01-0.35	25-150	70-350
	Pegado con resina	4-30	30-50	0.01-0.35	20-100	130-800

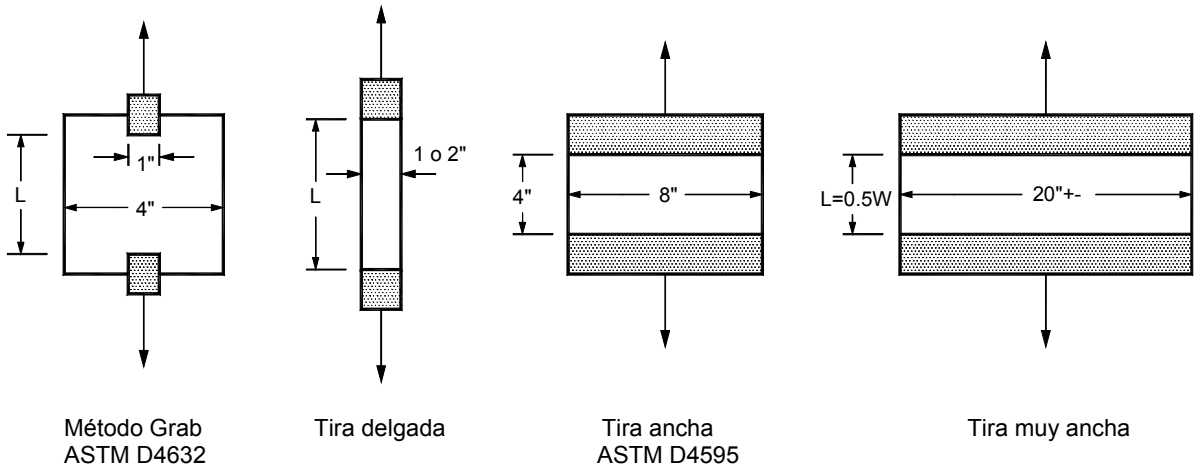


FIGURA 6.5 Métodos de ensayo a la tensión de geotextiles (Koerner 1990).

c. *Sistema angosto* (Sin norma). Se ensaya una muestra de 1 ó 2 pulgadas de ancho.
d. *Sistema muy ancho* (Sin norma). Se ensaya una muestra de hasta 20 pulgadas de ancho.

Generalmente los geotextiles se identifican por su resistencia Grab, pero el diseño se realiza con base en la resistencia por el sistema de carro ancho.

Durabilidad de los geotextiles

La durabilidad de un geotextil es función de la resistencia de las fibras poliméricas y las resinas al ataque del medio ambiente. El principal problema detectado de los geotextiles es su poca resistencia al ataque de los rayos ultravioleta del sol. La mayoría de los geotextiles se descomponen por acción de la luz solar en relativamente pocas semanas, dependiendo de la intensidad de la radiación.

Se ha demostrado que las fibras poliméricas son generalmente resistentes al ataque químico con excepción de ambientes extremadamente agresivos (Geotechical engineering office, 1993).

Se desconoce la durabilidad a largo plazo de los geotextiles, incluyendo el ataque químico y biológico. La durabilidad de los geotextiles también depende del ataque del ambiente de los antioxidantes y de los estabilizadores de los rayos ultravioleta y otros aditivos que se usan en el proceso de fabricación.

Normas para el uso de geotextiles (Norma AASHTO 288-97)

Las normas más específicas para el uso de geotextiles son las de la AASHTO de los Estados Unidos, las cuales cubren seis grandes categorías de utilización como son: subdrenaje, separación, estabilización, control de erosión, barreras para sedimentos y pavimentos.

En las tablas 6.4 a 6.7 se indican algunos de los criterios de la norma M 288-97 de la AASHTO (Sawvel, 2001, AASHTO 1999):

Especificaciones de construcción de geotextiles en obras de control de erosión

La AASHTO especifica los siguientes requerimientos constructivos para el uso de geotextiles en obras de control de erosión:

- El geotextil debe colocarse en contacto íntimo con el suelo sin arrugas o dobleces y anclado sobre una superficie suave. El geotextil debe colocarse en tal forma que la colocación de materiales sobre él, no estiren excesivamente la tela que pueda llegar a romperse. El anclaje de los extremos terminales del geotextil debe realizarse en zanjas o andén en la parte superior e inferior del talud.
- El geotextil debe colocarse con la dirección de la máquina paralela a la dirección del movimiento del agua, la cual es generalmente paralela al talud en

TABLA 6.4 Requerimientos de resistencia de los geotextiles (Norma AASHTO M 288-97).

Propiedad	Ensayo	Unidades	Clase de geotextil (1)					
			Clase *1		Clase *2		Clase *3	
			E<50%(2)	E *50%	E<50%	E *50%	E<50%	E *50%
Resistencia Grab	ASTM D 4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia de costura cosida	ASTM D 4632	N	1200	810	990	630	720	450
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	500	350	400 (4)	250	300	180
Resistencia al punzonamiento	ASTM D 4833	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia al estallido	ASTM D 3786	kPa	3500	1700	2700	1300	2100	950
Permitividad	ASTM D 4491	seg^{-1}						
Tamaño aparente de orificios	ASTM D 4751	mm						
Estabilidad ultravioleta	ASTM D 4355	%						
(1) Clase 1 para condiciones muy severas de instalación y cuando existe gran potencial de daño del geotextil y clase 2 y 3 para situaciones menos severas.								
(2) Medido de acuerdo a la norma ASTM D 4632.								
(3) Cuando se requieren costuras.								
(4) Cuando se requiere resistencia al rasgado MARV de geotextiles de monofilamento tejidos, usar 250 N.								

TABLA 6.5 Requerimientos de geotextiles para subdrenaje (Norma AASHTO M 288-97).

Propiedad	Ensayo	Unidades	Requerimientos		
			Porcentaje de pasantes 0.075 mm (1)		
			< 15	15 a 50	> 50
Clase de geotextil			Clase 2 (2)		
Permitividad (3) (4)	ASTM D 4491	seg^{-1}	0.5	0.2	0.1
Tamaño aparente de orificios	ASTM D 4751	mm	0.43 máx. promedio	0.25 máx. promedio	0.22 máx. promedio (5)
Estabilidad ultravioleta (porcentaje de resistencia retenida)	ASTM D 4355	%	50% después de 500 horas de exposición.		
(1) Basado en ensayo de Granulometría del suelo “in situ” de acuerdo a la norma AASHTO T 88.					
(2) El ingeniero puede determinar clase 3, de acuerdo a su experiencia.					
(3) El ingeniero puede requerir otros criterios, de acuerdo al diseño y la problemática del suelo.					
(4) En sitios problemáticos altamente erosionables como limos no cohesivos o arcillas dispersivas, se deben realizar diseños específicos.					
(5) Para suelos cohesivos con índice plástico mayor de 7 el máximo valor de abertura aparente es 0.30 mm.					

el caso de oleaje y paralela a la corriente en el caso de ríos o quebradas. El geotextil debe traslaparse mínimo 300 mm por encima del agua y un metro bajo agua.

- La colocación del enrocado debe empezar desde el pie hacia arriba del talud. Los bloques de roca no deben soltarse de una altura mayor a 300 mm.
- No debe permitirse rodar talud abajo las piedras de masa mayor a 100 kg.

Se recomienda consultar el libro de normas de la AASHTO para especificaciones detalladas (AASHTO, 1998).

TABLA 6.6 Requerimientos de geotextiles para control de erosión (Norma AASHTO M 288-97).

Propiedad	Ensayo	Unidades	Requerimientos		
			Porcentaje de pasantes 0.075 mm (1)		
			< 15	15 a 50	> 50
Clase de geotextil (2) (3) Geotextiles tejidos de monofilamento			Clase 2		
Otros geotextiles			Clase 1		
Permitividad (4) (5)	ASTM D 4491	seg^{-1}	0.7	0.2	0.1
Tamaño aparente de orificios (6)	ASTM D 4751	mm	0.43 máx. promedio	0.25 máx. promedio	0.22 máx. promedio
Estabilidad ultravioleta (porcentaje de resistencia retenida)	ASTM D 4355	%	50% después de 500 horas de exposición		
(1) Basados en ensayos de Granulometría, de acuerdo a la norma AASHTO T 88.					
(2) Suponiendo que el enrocado que se coloque sobre el no excede de 100 kg con altura de caída máxima de un metro.					
(3) El ingeniero puede especificar geotextil clase 2 basado en su experiencia.					
(4) El ingeniero puede exigir otra permeabilidad de acuerdo a la complejidad del problema.					
(5) Se debe realizar un diseño especial en suelos altamente erosionables como limos no cohesivos o arcillas dispersivas.					
(6) Para suelos cohesivos con índice plástico mayor de 7 el máximo valor de abertura aparente es 0.30 mm.					

TABLA 6.7 Requerimientos de geotextiles para barreras de sedimentos temporales (Norma AASHTO M 288-97).

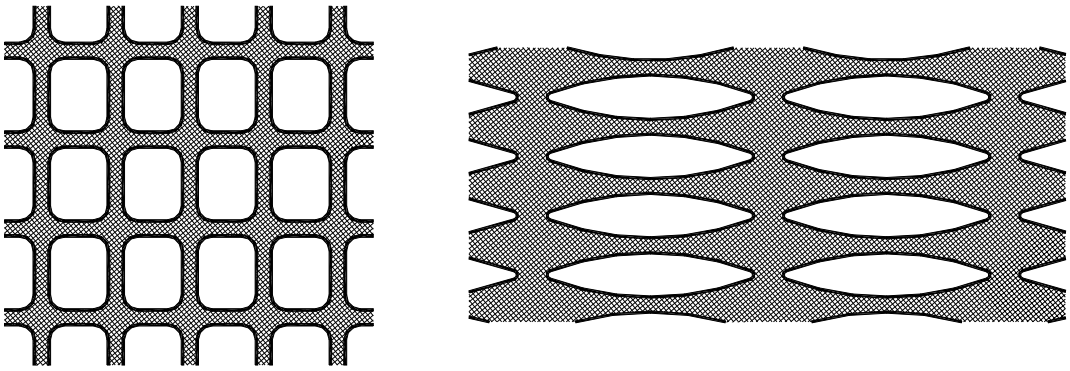
Propiedad	Ensayo	Unidades	Requerimientos		
			Barrera soportada (1)	Barrera no soportada (2)	
				Elongación = 50%	Elongación < 50%
Máximo espaciamiento entre postes			1.2 m	1.2 m	2 m
Resistencia "Grab" En la dirección de la máquina	ASTM D 4632	N	400	550	550
En la dirección normal a la máquina			400	450	450
Permitividad (3)	ASTM D 4491	seg^{-1}	0.05	0.05	0.05
Tamaño aparente de abertura	ASTM D 4751	mm	0.60 máx. promedio	0.60 máx. promedio	0.60 máx. promedio
Estabilidad ultravioleta (porcentaje de resistencia retenida)	ASTM D 4355	%	70% después de 500 horas de exposición		
(1) Medido de acuerdo a ASTM D 4832.					
(2) El soporte de la barrera debe consistir de alambre calibre 14 con un espaciamiento de 150 por 150 mm ó una malla polimérica de resistencia equivalente.					
(3) Estos valores de filtración pueden modificarse de acuerdo a los requerimientos del diseño.					

6.1.3 GEOMALLAS O GEOGRILLAS

Las geomallas son mallas plásticas con orificios de gran tamaño (Figura 6.6), los cuales se utilizan comúnmente como refuerzo de suelo pero también se les usa como separadores entre capas de materiales gruesos, como canastas para gaviones o para mejorar las características de otros geosintéticos.

Algunos Autores separan las geomallas para refuerzo de las geomallas para drenaje, sin embargo en el presente texto se les clasifica dentro de la misma categoría.

Las geomallas se fabrican de polietileno de alta densidad, poliéster o polipropileno. Su utilización como refuerzo de taludes de tierra reforzada es muy popular en los EE.UU. y Europa.



Biaxial Uniaxial

FIGURA 6.6 Ejemplos típicos de geomallas para refuerzo (Tensar Earth technologies, 1994).

Especificaciones para geomallas

Las especificaciones de las geomallas deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La malla debe ser un material plástico de refuerzo capaz de soportar esfuerzos de tensión con capacidad completa de continuidad de la carga, integridad estructural y durabilidad.
- Debe especificarse la capacidad de carga dinámica al 5% de deformación (Norma ASTM D4595), la cual varía generalmente según las aplicaciones entre 19 y 95 kN/m. La resistencia a la tensión requerida depende de las condiciones del diseño.

Debe tenerse en cuenta que la resistencia a la tensión disminuye con el tiempo hasta en un 50% dependiendo del material de suelo junto a la malla. Si se emplea gravas o triturado, la disminución de resistencia es mayor a sí se utilizan limos o arcillas.

Debe tenerse en cuenta que las mallas de poliéster no deben colocarse en suelos calcáreos o suelo-cemento.

Para determinar la interacción entre el suelo y la malla se utiliza el coeficiente de interacción C, el cual se obtiene en ensayos de arrancamiento (Norma GRI:GG5).

Las geomallas pueden tener resistencia diferencial en las dos direcciones. En estos casos se debe tener información de la resistencia primaria y la resistencia secundaria y se debe tener especial cuidado en la dirección de colocación de la malla, en tal forma que la dirección de resistencia primaria coincida con la dirección de mayores esfuerzos a tensión.

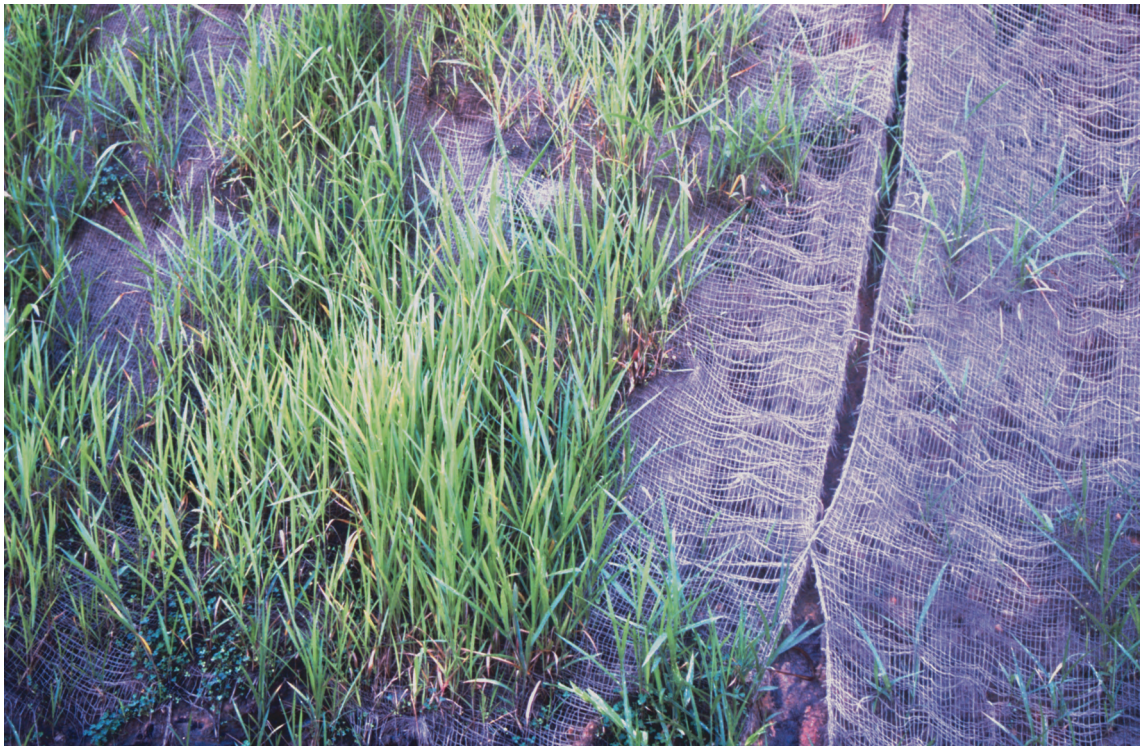
TABLA 6.8 Ensayos generalmente aplicados a las geomallas.

Ensayo	Norma
Rigidez flexural	ASTM D 1388
Gravedad específica	ASTM D 1505
Indice de fluencia	ASTM D 1238
Resistencia a la tensión	ASTM D 4595
Espesor del recubrimiento	ASTM D 374 C
Viscosidad intrínseca	ASTM D 4603
Grupo carboxil	ASTM D 2455
Durabilidad	EPA 9090
Resistencia a largo plazo	FHWA/SA-93-025
Módulo de tensión	GRI:GG1
Resistencia de unión	GRI:GG2
Arrancamiento	GRI:GG5

Criterios para colocación de geomallas

En la colocación de las geomallas se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- La orientación de la malla debe estar de acuerdo con los planos de diseño.
- La geomalla debe ser asegurada en el puesto con ganchos, estacas o bolsas de suelo.
- Las geomallas deben traslaparse mínimo 1.5 metros en la dirección de la tensión y mínimo 150 milímetros en la dirección trasversal.
- No se debe operar maquinaria directamente sobre la geomalla. En todos los casos se requiere un espesor mínimo de 150 milímetros de suelo sobre la malla para el paso de los equipos.



FOTOGRAFÍA 6.1 Biomanto de fique para facilitar el establecimiento de la vegetación.

FOTOGRAFÍA 6.2 Bolsacreto.

6.1.4 GEOCOMPUESTOS

Los geocompuestos son combinaciones de geotextiles y geomallas o de geomallas con geomembranas, o geotextiles, geomallas y geomembranas en cualquiera de las combinaciones. El geocompuesto más conocido es el subdren sintético compuesto por un sistema interno conductor de agua (Geomalla), envuelto en un geotextil no tejido el cual actúa como filtro.

En las especificaciones de los geocompuestos para drenaje debe tenerse en cuenta los siguientes elementos:

- El geocompuesto de drenaje debe consistir de dos capas de geotextil pegadas integralmente a una malla de polietileno.
- La transmisividad mínima permitida de acuerdo a la norma ASTM 4716, debe ser igual o mayor a 1.5 gal/min/pié a una presión de confinamiento de 10.000 lb/pié^2 para un gradiente de 1.0 (Tensar, 1994).

La resistencia mínima de arrancamiento entre el geotextil y la malla de acuerdo a la norma ASTM F 904-84 debe ser igual o mayor a 250 gm/pulgada de ancho.

6.1.5 MANTOS SINTÉTICOS PARA EL CONTROL DE EROSIÓN (SYNTHETIC EROSION CONTROL BLANKETS)

Son textiles fabricados con fibras y filamentos sintéticos estabilizados contra la acción de los rayos ultravioleta. Los tejidos y el material de protección de la vegetación (Mulching) son cosidos para garantizar la integridad de las mantas.

Para el diseño con mantos para el control de erosión se recomienda utilizar el procedimiento HEC – 15 del Federal Highway Administration de los EE.UU. Generalmente se realiza un análisis de la capacidad de resistencia a la fuerza tractiva del agua en un canal. Estos mantos sintéticos resisten velocidades moderadas de agua.

Generalmente se coloca primero la semilla por un proceso de hidrosembrado y luego esta se cubre con el manto sintético. Una vez germina la semilla, la vegetación emerge a través de los vacíos del geomanto.

La colocación de estos mantos debe hacerse en tal forma que el movimiento del agua no los doble o desestabilice. Los mantos se deben translapar colocando primero los de abajo y aguas abajo y luego proceder hacia aguas arriba y hacia arriba del talud, en la misma forma como se colocan las tejas de una casa.

Para su diseño también debe tenerse en cuenta la dirección del viento, el cual los podría levantar en el caso de que estén translapados de una forma incorrecta.

La parte superior e inferior de los mantos debe enterrarse en el suelo utilizando zanjas de profundidad aproximada de 30 centímetros.

Mantos de fibra de vidrio

Consisten en telas porosas de fibra de vidrio de tejido suelto, similares a los filtros de aire utilizados en las chimeneas, las cuales se utilizan para sostener las capas de Mulching sobre los taludes.

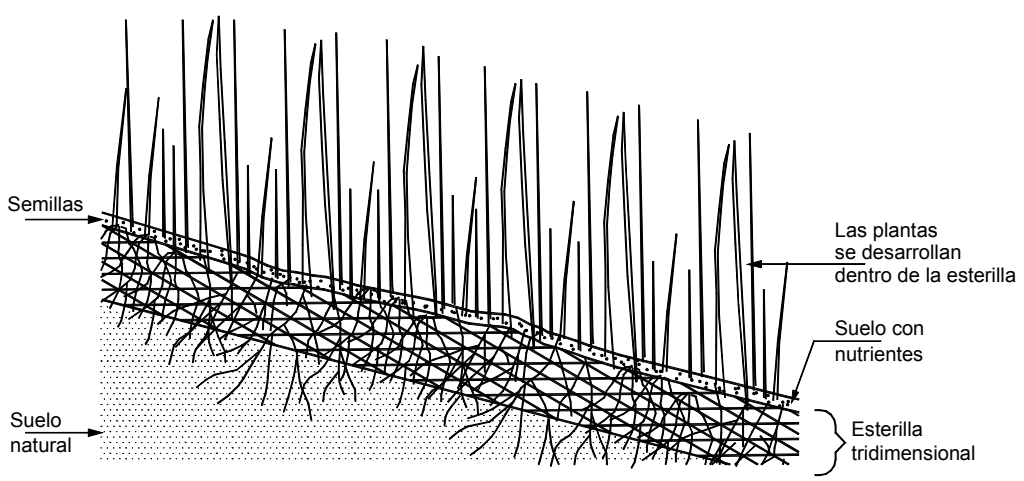


FIGURA 6.7 Ilustración esquemática del establecimiento de vegetación utilizando una esterilla tridimensional TRM.

6.1.6 ESTERILLAS TRIDIMENSIONALES (TURF REINFORCEMENT MATS)

Son esterillas de alta resistencia, flexibles, con una matriz tridimensional de Nylon, polietileno, polipropileno o PVC, a las cuales se les agrega estabilizadores de rayos ultravioleta (UV) para garantizar su durabilidad y facilitar el establecimiento permanente de vegetación (Figura 6.7).

Las esterillas se colocan sobre el talud debidamente conformado (Figura 6.8), y se anclan al suelo utilizando ganchos, generalmente metálicos y enterrando los bordes en zanjas de 30 centímetros aproximadamente de profundidad.

Una vez colocada la esterilla se extiende la semilla en forma manual o por hidrosembrado y luego se cubre con una capa delgada de suelo. Este suelo ayuda a mantener la humedad y facilitar la germinación.

Las esterillas son un producto que resiste velocidades relativamente altas y se le puede utilizar para recubrimiento de canales y de cunetas de vías. Cuando existen fuerzas muy fuertes de oleaje es posible que las esterillas no sean capaces de resistirlas y se requiere utilizar productos más pesados como el enrocado.

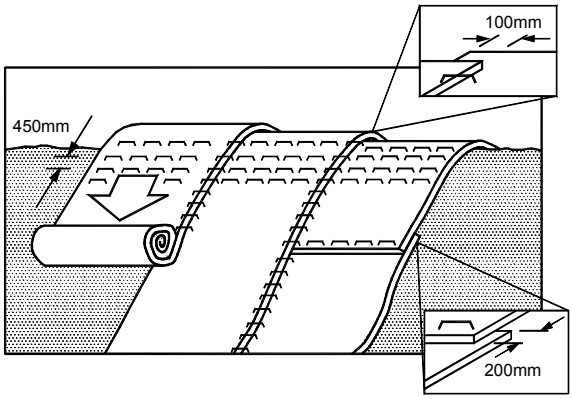


FIGURA 6.8 Esquema de la instalación de un manto orgánico o sintético para el control de erosión en un talud.

Los mantos deben estar muy bien unidos al suelo utilizando preferiblemente ganchos metálicos.
Hay dos tipos diferentes de mantos:

1. Mantos tridimensionales poco densos (TRMs)

Consisten en una red tridimensional de monofilamentos o fibras poliméricas unidas mecánicamente o pegadas, las cuales forman un sistema de fibras con una gran cantidad de vacíos.

TABLA 6.9 Evaluación de propiedades de los mantos para el control de la erosión (Resumido de Sprague 1998 y Driver 1988).

Propiedad	Descripción	Método de ensayo	Importancia
Peso	El peso es la medida de la masa por unidad de área y tiene unidades de gramo/m.^{2}	ASTM D 5261	El peso se relaciona con la durabilidad y la efectividad como capa de Mulching.
Espesor	Es la dimensión perpendicular a la superficie del manto.	ASTM D 5199 ASTM D1777	El espesor está relacionado con su efectividad como Mulching.
Porosidad	Es una medida de los vacíos de aire dentro del material.	Indirectamente del espesor, peso y gravedad específica.	Un material muy poroso tiene menos restricciones para el establecimiento de vegetación y el flujo de agua.
Penetración de la luz	Mide la habilidad de crear sombra sobre la superficie del terreno.	Procedimiento no estándar iluminando el interior de una caja con una luz.	Está relacionado con la habilidad para promover la germinación de las semillas y la germinación de las plantas.
Volumen abierto	Mide el volumen por unidad de área que puede rellenarse con suelo.	Indirectamente con el espesor y la porosidad.	Entre más abierto es más fácil establecer la vegetación.
Gravedad especifica	Mide la relación entre el peso específico del material y el del agua.	ASTM D 792 método A	Mide la posibilidad de que el material flote cuando se encuentre bajo el agua.
Resistencia a la tensión	Mide la resistencia de los materiales a la tracción.	ASTM D 5035	En altas pendientes se requieren altas resistencias a la tensión.
Elongación	Es una medida de cuanto se estira el material antes de romperse.	ASTM D 5035	Debe existir un grado de elongación para conformarse al terreno.

Propiedad	Descripción	Método de ensayo	Importancia
Resistencia al rasgado	Mide la capacidad de resistir grandes fuerzas.	ASTM D 4533	Utilizado para medir la resistencia a la fuerza de las olas.
Rigidez o flexibilidad	Mide la facilidad como se conforma sobre una superficie no uniforme.	ASTM D 1388 o D 1388-64	Entre menos rígido se conforma mejor al terreno y protege mejor.
Resiliencia	Mide el porcentaje de recuperación de espesor después de aplicaciones repetitivas de cargas.	Procedimiento no estándar pero para medir los espesores se utiliza ASTM D 5199	Mide su adaptación al pisoteo de personas o animales o paso de vehículos.
Resistencia a la fuerza tractiva	Mide la resistencia a un flujo de agua con velocidades hasta de 6 m/seg.	Ensayo de flujo en canal no estándar.	Permite definir si el producto puede resistir las fuerzas de una corriente de agua.
Velocidad de flujo	Determina la velocidad de agua que puede resistir antes de romperse.	ASTM D 4491	Mide indirectamente la resistencia a la fuerza tractiva.
Fluencia	Mide la deformación con el tiempo bajo carga constante.	ASTM D 5262	Es una medida de la durabilidad del material.
Resistencia química	Mide la habilidad de un material a sufrir deterioro por la exposición a un químico.	ASTM D 5322	Permite evaluar la posibilidad de utilizar el material en aguas contaminadas.
Estabilidad ultravioleta UV	Mide la habilidad de un material a retener sus propiedades cuando es expuesto a la luz solar.	ASTM D 4355 y G35	Permite evaluar si el material puede utilizarse para obras expuestas a la luz.
Absorción de agua	Mide la cantidad de agua o humedad que el material pueda absorber.	ASTM D 1117	La humedad es crítica para poder establecer la vegetación.
Resistencia a la quema	Mide la flamabilidad del material.	Prueba no estándar utilizando un cigarrillo.	La resistencia a las quemas es muy importante.
Resistencia a la erosión	Mide la erosión del suelo una vez colocado el material.	No estándar utilizando un simulador de lluvia.	Permite definir la eficiencia del material para el control de la erosión.
Rugosidad n de Manning	Mide la rugosidad de la superficie al flujo de agua.	Prueba no estándar de flujo en canal.	Determina el efecto sobre el flujo en una corriente.
Factor C	Mide el factor C en la ecuación universal de pérdidas de suelo.	Pruebas no estándar.	Permite determinar los efectos de protección contra la erosión.

En estos vacíos se coloca suelo para permitir la formación de plantas dentro de la red, formando un sistema de grama reforzada. Generalmente, se coloca la malla y sobre ella se coloca una capa de suelo junto con las semillas y nutrientes.

2. Mantos densos (ECRMs)

Son mallas con mayor cantidad de fibras que forman una tela mucho más resistente a la erosión a corto plazo. En este caso las plantas no se forman dentro de la malla sino por debajo de ésta. En el proceso constructivo se coloca el suelo orgánico con las semillas y luego se cubre con la red tridimensional.

Todos los mantos protectores tanto orgánicos como sintéticos producen una buena protección de la superficie del suelo contra la erosión, a comparación del suelo no protegido, sin embargo, algunos productos son mejores que otros de acuerdo a las características del suelo, el clima y la pendiente (Sanders y otros, 1998).

6.1.7 MATRIZ DE HILOS SINTÉTICOS CONTINUOS

Consisten en la colocación de un hilo continuo conjuntamente con arena formando un compuesto tridimensional de arena entremezclada con el hilo sintético fabricado a base de poliester. El volumen se va formando por capas. Este sistema fue patentado con el nombre de “Texsol”. Un metro cúbico de compuesto puede tener hasta 2.500 kilómetros de hilo, y la proporción hilo/arena es de aproximadamente 17%. El producto es un material de alta resistencia permeable y flexible que se utiliza para construir muros de contención y revestimientos.

6.1.8 FIBRAS SINTETICAS SOSTENIDAS POR UN PEGANTE

Se extiende una capa de fibras sintéticas (fibra de vidrio) colocadas con una pistola de aire comprimido y después de extendidas se coloca una capa de pegante, usualmente emulsión asfáltica o estabilizadores no solubles en agua. Los cementos asfálticos utilizados son bajos en carbones aromáticos y altos en carbones parafínicos y nafténicos (Agnew y Theisen, 1994). Estos cementos son bajos en asfalto y poseen un alto contenido de productos saturados. Estas emulsiones son muy diferentes a las que se utilizan para la pavimentación de carreteras.

El resultado es una capa de revestimiento permanente sobre la cual puede establecer vegetación. Se le utiliza para proteger las cunetas de las carreteras.(AASHTO 1999). Este sistema permite la instalación de una gran cantidad de área de producto en un solo día, dependiendo de que se disponga de un sistema de compresor adecuado. Generalmente se requiere un compresor de aire con capacidad para 100 PSI, un tanque para emulsión asfáltica y un aparato de spray tipo pistola capaz de colocar la emulsión y las fibras.

En los últimos años ha aumentado la popularidad de las fibras de polipropileno, las cuales pueden diseñarse para que se fotodegraden en poco tiempo o para que demoren en degradarse. Este tipo de fibras específicamente diseñadas permite una gran cantidad de usos.

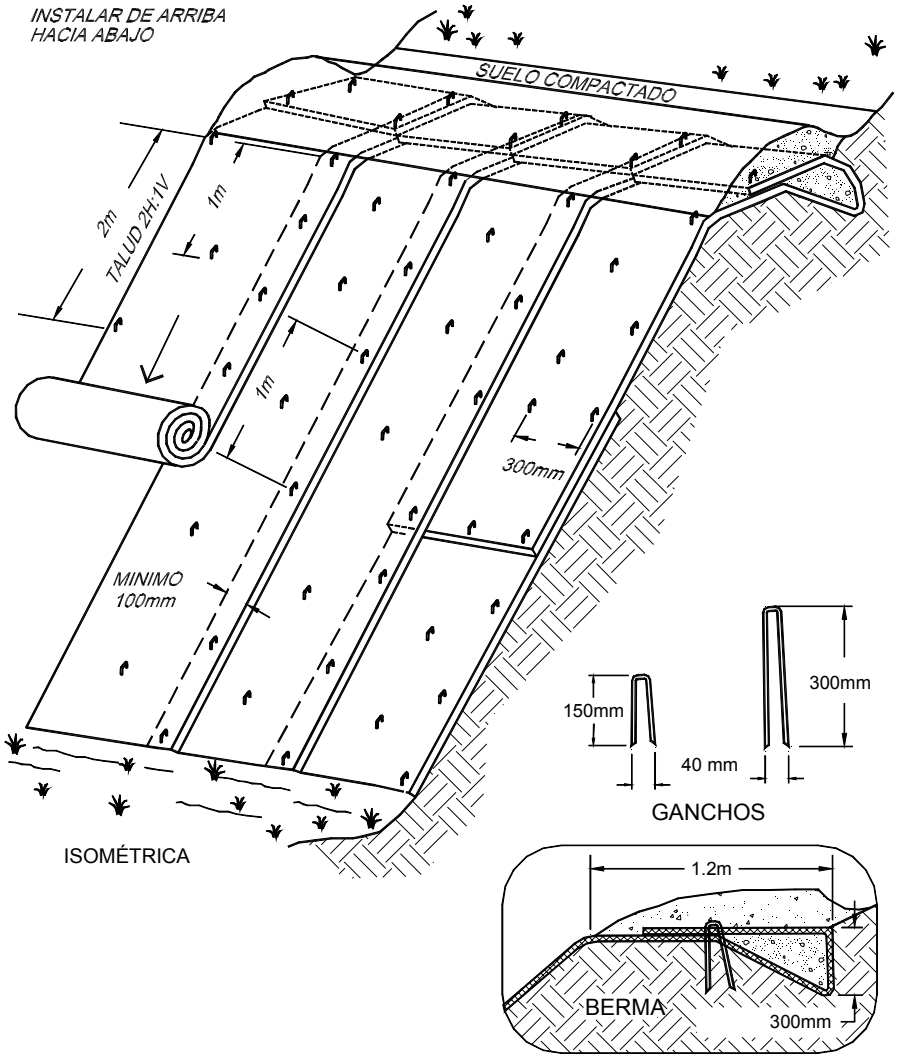


FIGURA 6.9 Detalle del procedimiento de instalación de telas y esterillas para control de erosión. (McCullah, 1996).

Impregnación del suelo con polímeros

La colocación de polímeros sobre el suelo representa una forma efectiva de disminuir las ratas de erosión. Este sistema se utiliza principalmente en obras de ingeniería civil durante la etapa de construcción para disminuir la erosión y la turbidez del agua (Tobiasen y otros, 2001). Debe tenerse especial cuidado de no exceder los volúmenes de aplicación de los polímeros para evitar que pueda representar un problema de toxicidad del agua de escorrentía. Los polímeros se colocan utilizando un sistema de bombeo similar al proceso de hidrosiembra. Existen una gran cantidad de polímeros que se han utilizado como ligantes del suelo superficial para el control de erosión, entre ellos se encuentran el acetato de polivinilo, las poliacrilamidas y los polibutadenos. (Crowley y otros 2001).

6.2 LOS TEXTILES ORGÁNICOS

6.2.1 TEJIDOS ORGÁNICOS

Son textiles tejidos fabricados con fibras orgánicas de alta resistencia como Yute o Fique.

Tejidos de Yute

Generalmente consisten en tejidos abiertos de fibra gruesa de Yute (3 a 6 mm de diámetro con aberturas de 10mm x 19 mm) con 60 a 65% de área abierta y absorción de agua superior al 450 % del peso de la tela, con peso nominal de 500 g/m^2 (Rustom y Weggel 1998). Su principal ventaja es la gran capacidad de absorción de agua. Se pueden utilizar solos para proteger las semillas y facilitar el establecimiento de la vegetación o se pueden colocar sobre una capa de Mulching.

Tejidos de Fique

El fique es una fibra natural de origen tropical, de alta resistencia a la tensión y gran capacidad de absorción de agua, con la cual se fabrican tejidos y sogas. Las telas son de fibra mediana con área abierta de 10 a 30 % y pesos de 200 a 400 g/m^2. Los tejidos de fique se les utiliza como Mulching o capa protectora para el establecimiento de vegetación. Estas telas son muy utilizadas en Colombia para la protección de taludes contra la erosión.

De acuerdo a la experiencia colombiana se acostumbra colocar debajo del manto de fique un lodo fertilizado, el cual está compuesto por tierra orgánica, tierra arcillosa, estolones picados de gramíneas, semillas de gramíneas predominantes de la región, fertilizantes químicos y un hidroretenedor de agua.

Una vez colocado el lodo fertilizado sobre el talud en un espesor de aproximadamente un centímetro se procede a colocar el biomanto de fique, el cual se fija al talud mediante ganchos de alambre galvanizado calibres BWG 9 o 10. Generalmente se colocan hasta seis ganchos por metro cuadrado de protección en taludes de muy alta pendiente.

Tejidos de fibra de coco(Coir fibers)

La fibra de coco es de alta resistencia a la tensión y posee una buena durabilidad. La resistencia a la tensión de estas telas de coco varía de 18 a 26 kN/m dependiendo de la cercanía del tejido y del grosor de los hilos. Las telas de coco tienen una vida útil que varía de 5 a 10 años dependiendo de las condiciones de humedad.

6.2.2 MANTOS ORGÁNICOS (BLANKETS)

Los mantos orgánicos son mantos delgados fabricados con máquina, utilizando compuestos orgánicos biodegradables como paja, biruta de madera (Excelsior), fibra de coco, fique, o una combinación de ellos, distribuidos en forma uniforme sobre o en medio de fibras tejidas de polipropileno biodegradable o fibras naturales biodegradables. Las fibras sintéticas tienen generalmente un sistema de protección contra la degradación por los rayos UV del sol. Estos mantos orgánicos los hay en un amplio rango de aplicaciones.

Para su diseño se puede utilizar la ecuación universal de pérdida de suelo en el caso de taludes y el manual 667 del Departamento de Agricultura de los EE.UU. para el recubrimiento de canales.

Manto de Excelsior

Un manto típico puede ser una alfombra de Excelsior compuesta por una capa de 430 g/m^2 de Excelsior (biruta de madera) cubierta por una red de papel reforzada en sus uniones y con aberturas de 13 mm x 52 mm sostenida sobre el suelo con ganchos (5 ganchos por m^2) (AASHTO 1999).

TABLA 6.10 Características de los recubrimientos superficiales para ayudar al establecimiento de vegetación

Producto	Descripción	**Velocidad** máxima de flujo por mas de 24 horas. m/seg	**Resistencia** a la fuerza tractiva Kg/m^2	Comportamiento
Mantos sintéticos Permanentes PERMs	Telas de fibras y filamentos sintéticos con protección UV. La vegetación se establece debajo de la esterilla.	2.4 a 2.7 (Sin vegetación) 3 a 4 (Con vegetación)	5 a 10	Resisten adecuadamente en canales y taludes con flujos moderados de agua y a largo plazo facilitan el crecimiento de la vegetación.
Esterillas tridimensionales TRMs	Estructuras abiertas de fibras sintéticas con protección UV. La vegetación se establece dentro de la esterilla.	2.4 a 3.0 (sin vegetación) 4.2 a 6.0 (Con vegetación)	96 a 192	Resisten fuerzas importantes de flujo de agua en orillas de corrientes, y facilitan el crecimiento de la vegetación, aunque no resisten fuerzas de oleaje.
Mantos sintéticos densos ECRMs	Estructuras gruesas y densas. Dependen de la captura de sedimentos.	2 a 3	79 a 144	Representan una mejor protección contra la erosión a corto plazo.
Tejidos de yute	Fibras tejidas de Yute	1. a 2	2 a 5	Absorben humedad y poseen al mismo tiempo muy buena resistencia. Útiles para taludes de alta pendiente.
Tejidos de Fique	Fibras tejidas de Fique	1 a 2	2 a 5	Absorben humedad y poseen al mismo tiempo muy buena resistencia. Útiles para taludes de alta pendiente.
Mantos orgánicos	Fibras vegetales cosidas por fibras sintéticas biodegradables	1 a 2	2 a 5	Protegen temporalmente y se degradan rápidamente facilitando el establecimiento de la vegetación.
Mulching suelto	Fibras o residuos vegetales extendidos	----	----	No resisten fuerzas importantes de flujo de agua.
Mulching hidráulico	Slurry ligeramente cementado	<1.0	---	Pueden ser destruidos si hay fuerzas importantes de flujo de agua
Matrices de fibras cementadas	Slurry bien cementado	1.3 a 2.0	2.9 a 4.1	Resisten velocidades moderadas de agua.

Mantos de varias capas

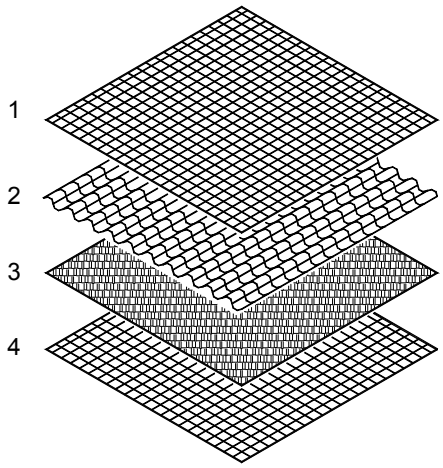
Son mantos compuestos por capas o telas sintéticas y orgánicas superpuestas (Figura 6.10), en tal forma que poseen una muy alta resistencia al flujo de agua, que permiten su utilización para proteger canales de alta velocidad. Algunos de estos mantos después de vegetalizados pueden tener esfuerzos de corte permisibles similares a los del enrocado. Un ejemplo de estos mantos consta de dos capas superiores de polipropileno, una capa de fibra de coco, y una capa inferior de polipropileno.

6.2.3 ESPECIFICACIONES PARA LA COLOCACIÓN DE TEJIDOS Y MANTOS

Para la construcción de tejidos y mantos sean estos orgánicos o inorgánicos, se recomiendan las siguientes especificaciones:

1. Preparación del sitio

- La preparación adecuada del sitio es esencial para asegurar un contacto completo del manto de protección con el suelo.



1) Polipropileno plano
2) Polipropileno en 3D
3) Fibra de coco
4) Polipropileno plano

FIGURA 6.10 Esquema de manto para control de erosión de varias capas (North American Green).

- Conforme el área del talud.
- Remueva todas las rocas salientes y otras obstrucciones para que los mantos tengan un contacto directo con el suelo.
- Prepare el suelo por debajo del manto escarificando los 50 a 70 milímetros de suelo superiores.
- Incorpore al suelo los productos que se requieran tales como: cal, fertilizantes, de acuerdo a los ensayos del suelo y al plan de revegetalización.

2. Colocación de semillas

- Siempre coloque las semillas antes de instalar el manto.
- Sobre las semillas coloque el suelo orgánico especificado.

3. Anclaje

Se deben utilizar ganchos en forma de U o estacas triangulares (Figura 6.11). Los alambres para los ganchos deben ser mínimo de calibre BWG 11 y deben tener una longitud mínima de 50 centímetros.

4. Instalación de los mantos sobre taludes

- Inicie en la parte alta del talud anclando el manto en una excavación de 20 centímetros de profundidad y 20 centímetros de ancho. Rellene nuevamente la zanja compactando firmemente.
- Desenrolle el manto talud abajo en la dirección del flujo de agua.
- Las uniones laterales entre rollos paralelos adyacentes deben traslaparse mínimo 150 milímetros y deben anclarse con ganchos cada 90 centímetros.
- Coloque los mantos sueltos en tal forma que mantengan contacto directo con el suelo (Figura 6.12). No estire los mantos.
- Los mantos deben anclarse con suficientes ganchos para mantener contacto con el suelo. En taludes 1H:1V a 2H:1V requieren mínimo de 3 ganchos por metro cuadrado. En taludes de menor pendiente se requieren 1 a 2 ganchos por metro cuadrado.

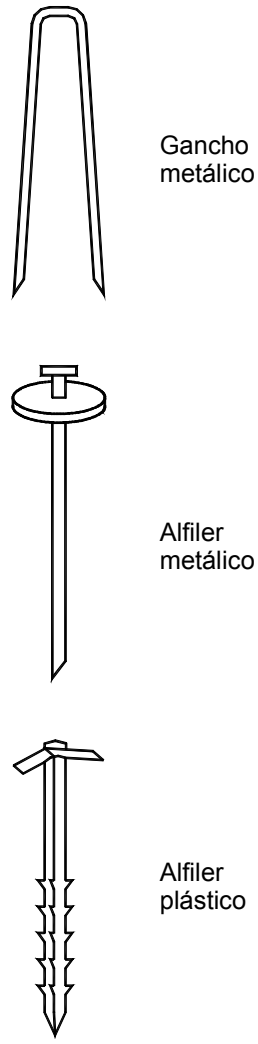


FIGURA 6.11 Ganchos o grapas de anclaje para mantos de control de erosión en taludes (Tensar Earth Technologies).

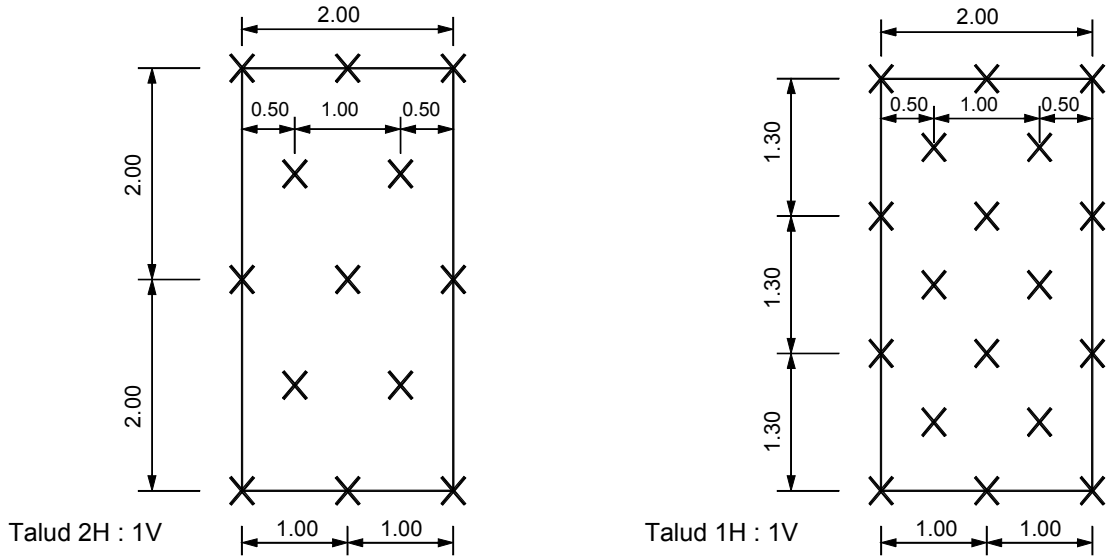
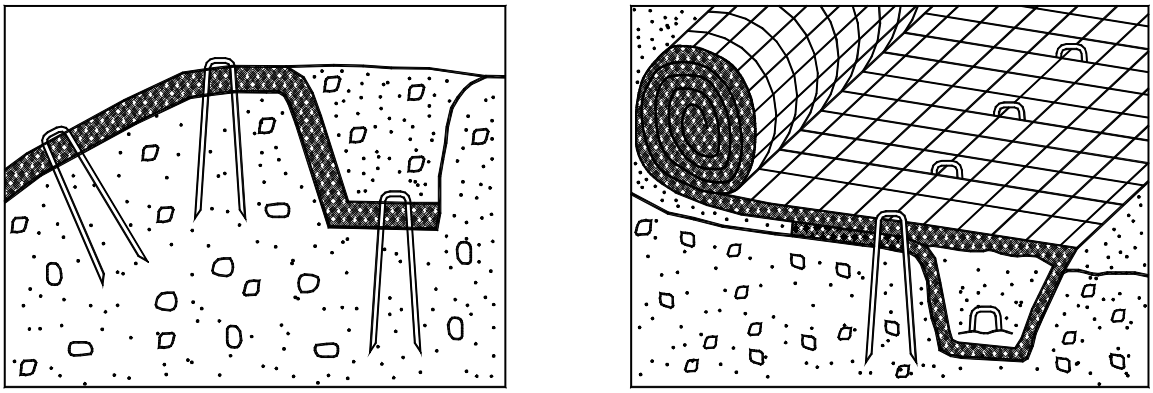


FIGURA 6.12 Separación de ganchos de anclaje en la instalación de mantos para control de erosión en taludes.

5. Instalación en canales

- Excave zanjas para anclaje de 30 centímetros de profundidad y 20 centímetros de ancho, atravesando el canal en el punto más bajo del área de proyecto.
- Excave zanjas similares a intervalos de 8 metros a lo largo del canal.
- Iniciando en el punto más aguas abajo, coloque la punta final del primer rollo dentro de la zanja y asegúrelo con ganchos cada 3 metros. Los rollos deben instalarse de arriba hacia abajo a través del canal.
- De la misma manera coloque los rollos adyacentes, traslapándolos mínimo 15 centímetros.
- Asegure la punta del anclaje con ganchos cada 30 centímetros, rellene la zanja y compacte.
- Coloque los demás rollos asegurándose que tengan un contacto permanente con el suelo, traslapando 15 centímetros, enterrándolos en las zanjas y compactando nuevamente.
- Ancle los mantos colocando mínimo 3 ganchos por metro cuadrado.



a) Superior b) Inferior

FIGURA 6.13 Anclaje de los bordes de los mantos.

6.3 FAJINAS PREFABRICADAS

Las fajinas prefabricadas son rollos o atados de fibras generalmente orgánicas, amarradas con fibras sintéticas u orgánicas.

Rollos de paja (Straw rolls)

Los rollos de paja son fabricados con paja empacada en redes de tejidos plásticos, generalmente de color negro, formando un tubo muy similar a las fajinas. Tienen aproximadamente 200 mm de diámetro y 8 a 9 metros de largo y se colocan por medio de estacas a lo largo de las líneas de nivel de los taludes. Los rollos de paja tienen como propósito capturar y mantener los sedimentos sobre el talud y son útiles para la estabilización temporal, reduciendo la erosión laminar y en surcos, mientras la vegetación puede ser plenamente establecida. Los rollos de paja absorben una gran cantidad de humedad y se descomponen totalmente en uno o dos años.

Atados de paja (Straw bales)

Los atados de paja son manojos de forma rectangular o cúbica de paja comprimida, los cuales se utilizan como barrera en los taludes para interceptar los sedimentos y reducir la erosión laminar y en surcos (Figura 6.14). Su utilización está limitada a pendientes

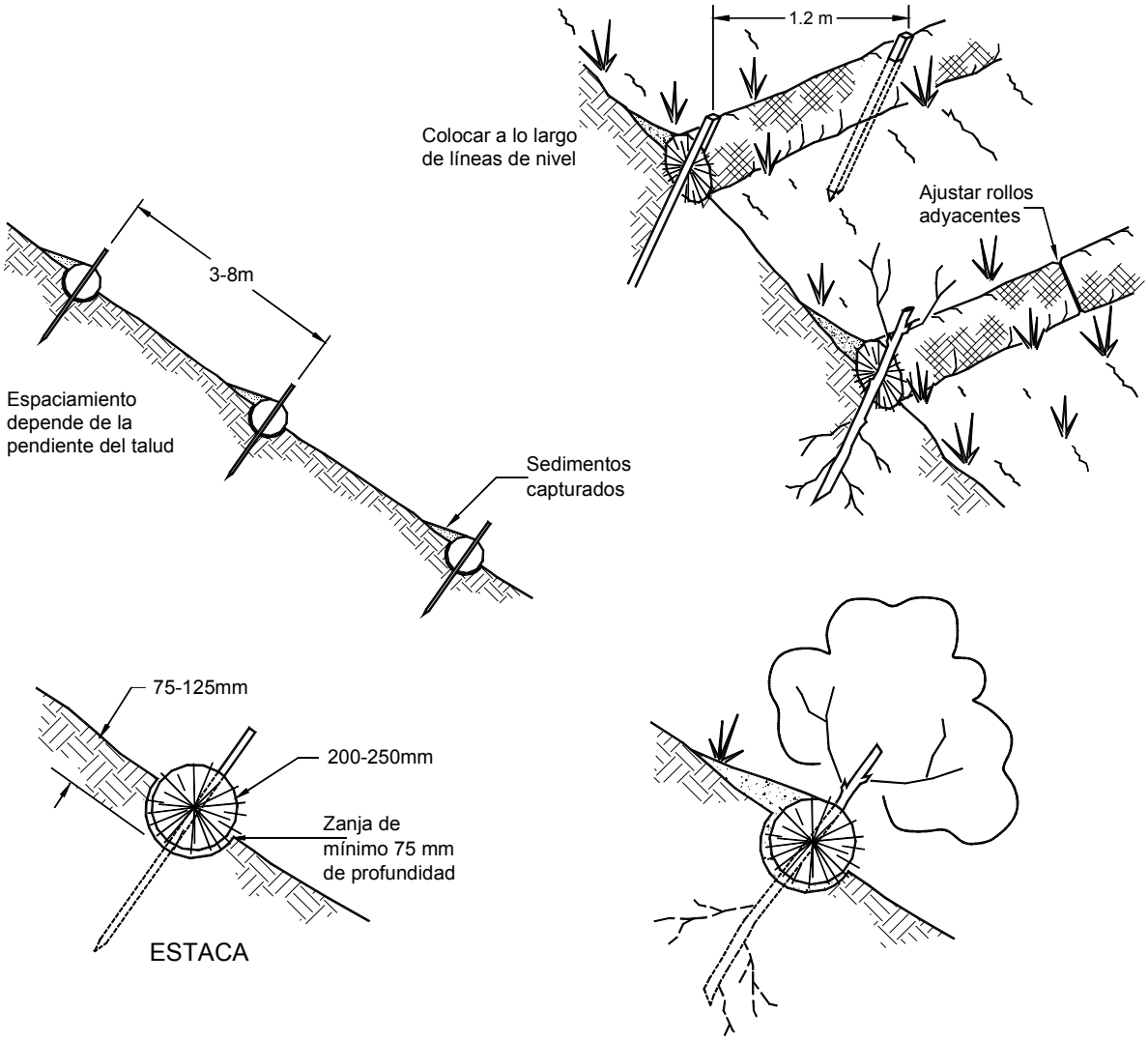


FIGURA 6.14 Procedimiento de instalación de rollos de paja en taludes (McCullah, 1996).

muy suaves(inferiores al 10 %). Se les utiliza en longitudes de protección generalmente inferior a 15 metros en cauces efímeros de caudales muy bajos con áreas de drenaje inferiores a una hectárea. Su objetivo principal es servir de barrera de sedimentos.

Rollos de fibra de Coco (Coir Rolls)

Son rollos o fajinas prefabricadas con fibras de coco (Figura 6.15), las cuales se utilizan como un medio estructural para controlar la erosión en riberas de corrientes, para controlar la erosión en surcos y cárcavas en taludes y para la formación de raíces en obras de bio-ingeniería. Generalmente se fabrican en diámetros de 12", 18" y 24" y longitudes de hasta 6 metros. Las fibras son muy porosas, acumulan grandes cantidades de agua y al mismo tiempo son muy resistentes. Su alta resistencia permite utilizarlos en algunos casos para reemplazar los enrocados.

La densidad de los rollos depende del tipo de fibra utilizada y la forma como se compacta o se ajusta. Se consiguen rollos de alta densidad (144 kg/m3), los cuales son más apropiados para corrientes de agua pero también los hay de baja densidad (96 kg/m3), los cuales se utilizan para barreras de sedimentos en taludes o en corrientes de baja velocidad. Estos rollos tienen una vida útil entre 5 y 7 años. Comúnmente se les ajusta con estacas vivas o sistemas de establecimiento de vegetación para producir barreras efectivas a largo plazo. Las estacas deben tener diámetro superior a 1". Generalmente se colocan 3 estacas por metro de rollo. Los rollos de fibra de coco se les pueden entremezclar con otros productos o sistemas de control de erosión. Este sistema es relativamente económico en países donde se elaboran los rollos, pero son costosos si se requiere la importación del producto.

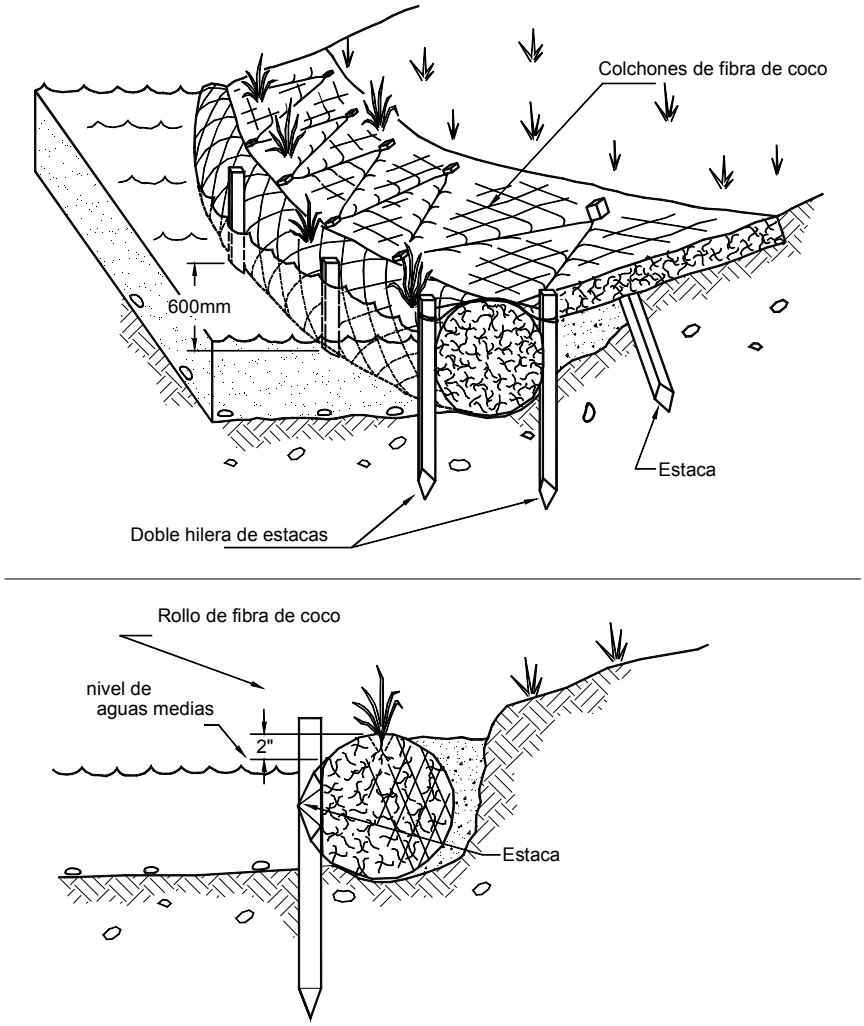


FIGURA 6.15 Esquema de los rollos de fibra de coco (Coir Rolls) - (McCullah, 1996).

6.4 BARRERAS DE SEDIMENTOS

Bolsas de arena

Son bolsas de geotextil, que se rellenan de arena para su utilización en la construcción de barreras provisionales para la contención de agua o el control de sedimentos. Generalmente se utilizan bolsas de tamaño inferior a 60 centímetros para que puedan ser manipuladas por una persona.

Barreras de geotextil (Silt Fences)

Consiste en barreras temporales para sedimentos construidas con telas permeables, las cuales se colocan interceptando los flujos concentrados efímeros de agua.

Deben construirse a lo largo de líneas de nivel para evitar la creación de surcos y cárcavas. Su área tributaria debe limitarse a una hectárea y generalmente su longitud no es superior a 150 metros.

Para su construcción se excava una zanja dentro de la cual se introduce la tela formando una curva interna en forma de J. La tela se sostiene en verticalmente utilizando estacas separadas aproximadamente cada 1.0 metro.

Otras barreras prefabricadas

En el mercado internacional se ofrece una gran cantidad de productos para su utilización, como barreras de sedimentos para controlar los sedimentos en las obras civiles y para proteger los sistemas de colección de aguas urbanas. Entre los muchos productos se encuentran los siguientes:

- Tubos sintéticos porosos para cubrir sumideros de agua.
- Camisas porosas para sumideros de agua (las hay de diferentes formas y con diferentes sistemas de filtración).
- Bolsas de filtro para colocar dentro de los sumideros.
- Tanques sedimentadores o filtrantes.

6.5 LOS GEOMOLDES

Colchonetas de geotextil rellenas de concreto

Son colchones fabricados con telas geotextil rellenos de concreto (Figura 6.16). La colchoneta es una bolsa continua de dos capas de geotextil cosidos, formando bolsillos o celdas.

Se recomienda utilizar telas fabricadas con hilo que permite la salida del agua de exceso de la mezcla de concreto a través de la tela. Generalmente estas fibras son hechas de poliéster y nylon o una combinación de ellos. El agua en exceso debe ser expelida para producir un concreto más denso y fuerte.

En la colocación estas mantas o colchones se translapan unas sobre las otras o se dejan juntas que permitan el acomodo de los colchones. No se deben colocar al tope para evitar la sobre-elevación en el momento de llenado. Se debe utilizar una mezcla de concreto fluido rico en cemento. La mezcla debe ser lo suficientemente fluida para que fluya dentro de la fábrica y la infle hasta el espesor de diseño. La velocidad del flujo bombeado no debe ser superior a 1.2 m/seg. El concreto debe ser fino y debe tener una resistencia a la compresión superior a 2000 PSI, a los 28 días.

Tubos de geotextil rellenos

Son grandes tubos elaborados con geotextiles de alta resistencia como el poliéster, los cuales posees diámetros hasta de 2 metros y longitudes hasta de 100 metros. Estos tubos se rellenan con suelo. Estos tubos se utilizan para la protección de playas contra el oleaje.

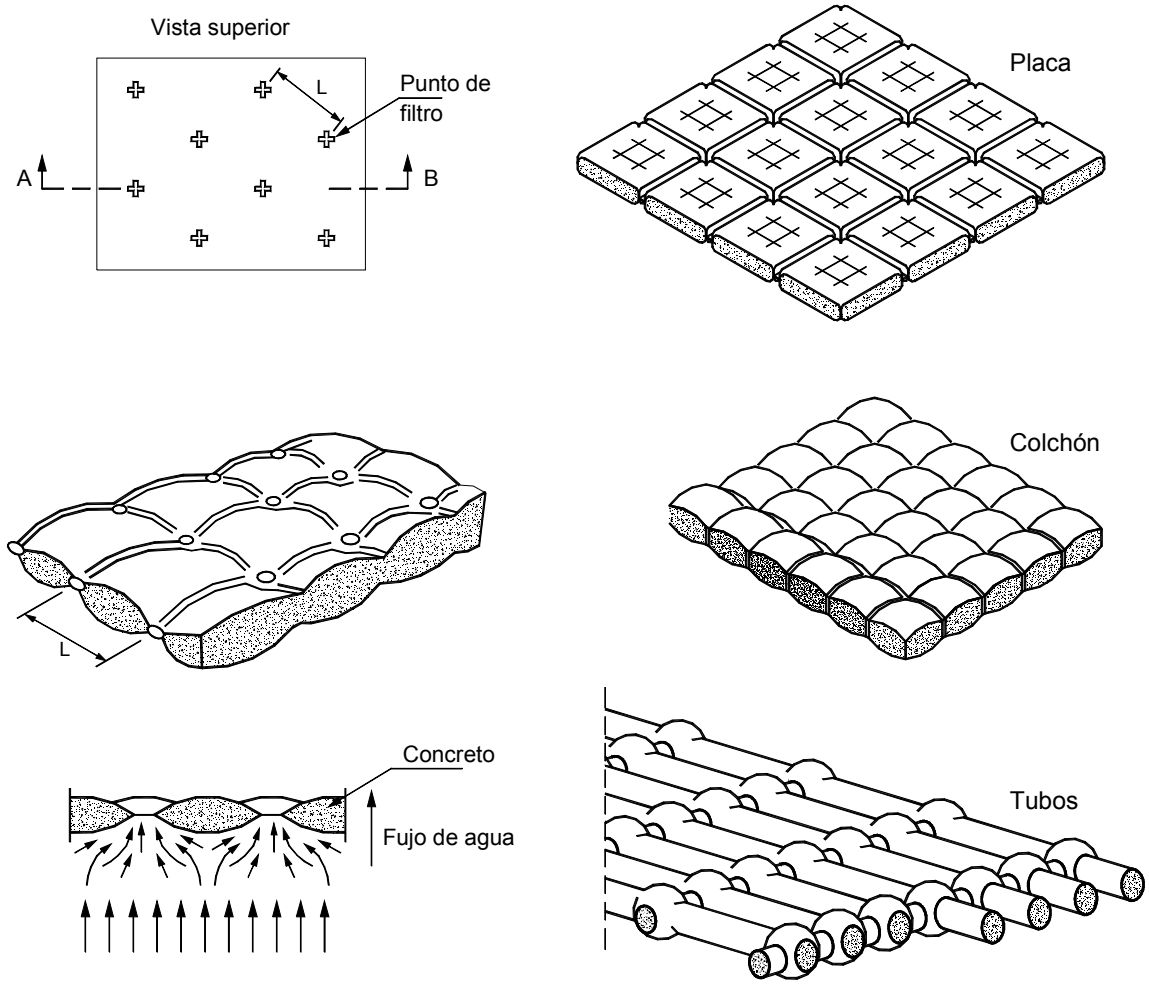


FIGURA 6.16 Esquema de colchones de geotextil rellenos de concreto.

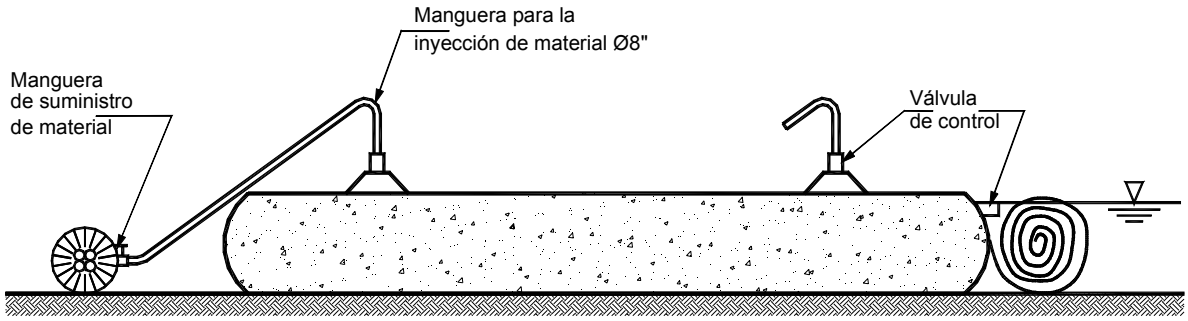


FIGURA 6.17 Colchones de geotextil rellenos de arena.

Bolsacreto

El bolsacreto generalmente se fabrica utilizando bolsas de geotextil, las cuales se rellenan de concreto (Figura 6.18). Al colocar las bolsas unas sobre otras se acomodan a la superficie formando un conjunto muy resistente. Las bolsas para bolsacreto se confeccionan según dimensiones establecidas en el diseño (Comúnmente 1 m^3 ó 2 m^3). Las hay de varios pesos hasta de 27 toneladas. Las bolsas contienen la masa de mortero o de concreto, las cuales conforman un sistema similar a un enrocado entrelazado de gran tamaño. El tejido de polipropileno permite la salida de agua favoreciéndose el fraguado de la mezcla. Los poros de la tela deben tener un tamaño tal que no permitan la salida de la mezcla de concreto. En ocasiones las bolsas se rellenan de arena o de suelo-cemento. Cada bolsa debe tener una válvula autosellante para colocar la manguera por el cual se inyecta la mezcla de concreto.

Durante el llenado se debe impedir la formación de cavidades con aire dentro de la bolsa. Una vez llenado, se retira la manguera y el cierre debe actuar inmediatamente.

Las cubiertas de polipropileno de los bloques una vez fraguados se descomponen y pueden desaparecer. Los bolsacretos se pueden colocar conformando un muro o un recubrimiento o pueden ser lanzados al agua después de rellenos para la protección contra la socavación en pilas de puentes o para la construcción de sistemas de control del fondo de cauces.

Las mezclas para el bolsacreto deben tener una resistencia a la compresión superior a 2000 PSI. Cuando se utilizan morteros en campo, sin control de calidad, se emplea una mezcla agua-cemento-arena de 1: 1 :5 (PAVCO, 1999). Cuando se utilizan concretos se deben agregar aditivos para facilitar el proceso de bombeo.

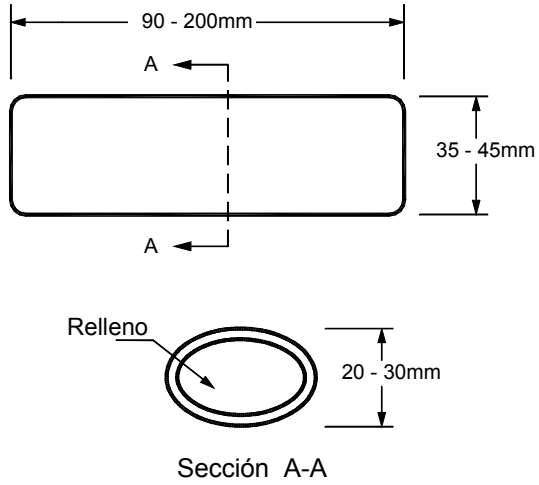


FIGURA 6.18 Bolsa de geotextil rellena de concreto (bolsacreto).

Sistemas celulares de confinamiento

Las geoceldas son construidas con cintas de polietileno de alta densidad soldadas a intervalos regulares para formar un panel tridimensional en forma de panal (Figura 6.19). Las celdas vienen comprimidas en un sistema de acordeón el cual puede extenderse. Una vez extendidas las celdas se rellenan con material granular o con concreto. Las celdas se colocan sobre geotextil y material de soporte. Su espesor es de aproximadamente 20 centímetros y los espacios de las celdas son de aproximadamente 20 a 24 centímetros.

Adicionalmente a las geoceldas se le pueden incorporar tendones de refuerzo. Este sistema puede utilizarse para colocar una cobertura de vegetación o una cobertura de concreto.

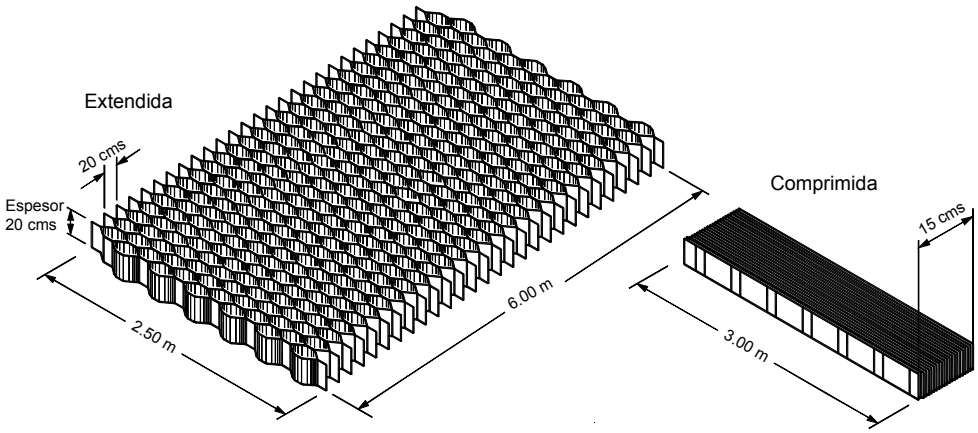


FIGURA 6.19 Ilustración esquemática de una colchoneta celular expandible.

6.6 LOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

Muros de elementos prefabricados

Los muros de elementos prefabricados se construyen con bloques de concreto, los cuales se colocan los unos encima de los otros, con el objetivo de sostener la superficie de un relleno de tierra reforzada. El relleno debe ser de un material drenante y resistente para garantizar un buen comportamiento a largo plazo.

Después de colocar una hilera de bloques y el refuerzo se coloca la capa de suelo y se compacta adecuadamente. No es recomendable la colocación de más de una hilera de bloques a la vez, debido a que esto causa un desalineamiento del muro y un debilitamiento de la conexión entre la pared y el material de refuerzo.

Adoquines

Se denominan adoquines a bloques de concreto o mortero, los cuales se entrelazan entre sí formando una especie de rompecabezas (Puzzle). Los adoquines se utilizan como recubrimiento de la superficie de los taludes, riberas de corrientes de baja velocidad y como pavimentos para el paso de peatones o tránsito automotor. Los hay de numerosas formas y tamaños. Algunos sistemas son propiedad de patentes, pero una gran cantidad de formas se pueden utilizar libremente (Figura 6.20).

Bloques de concreto unidos por cables

Bloques de concreto interconectados por medio de cables, los cuales se utilizan como recubrimiento de riberas de corriente y playas marinas. Esta unión de los bloques con los cables les permite trabajar conjuntamente como un sistema pudiendo resistir fuerzas dinámicas muy grandes. En ocasiones se anclan al suelo mediante tirantes de acero.

Los bloques articulados de concreto se deben colocar sobre geotextil o sobre material granular de soporte sobre geotextil.(Northcutt, 1998) El geotextil actúa como filtro y ayuda a la estabilidad general del sistema de recubrimiento.

Bloques individuales de concreto

Son bloques de concreto prefabricados y colocados unos sobre otros para conformar recubrimientos similares a los enrocados (Figura 6.21).

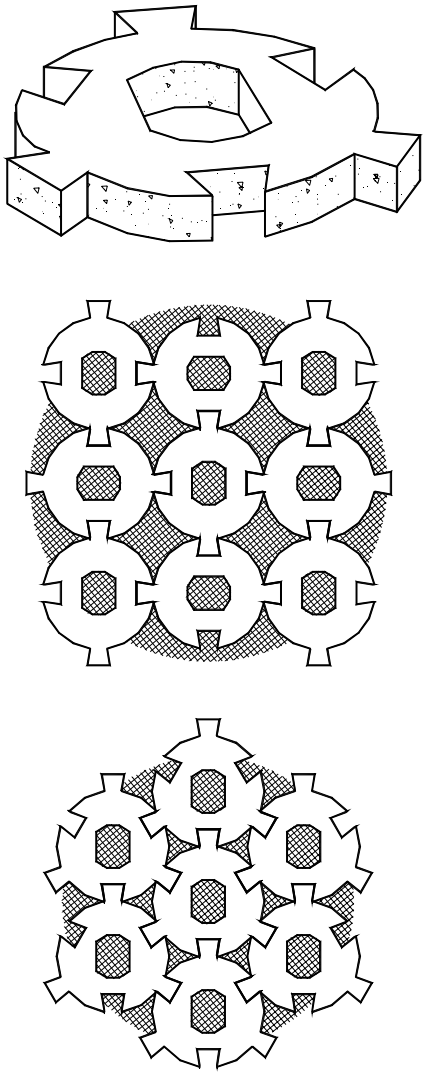
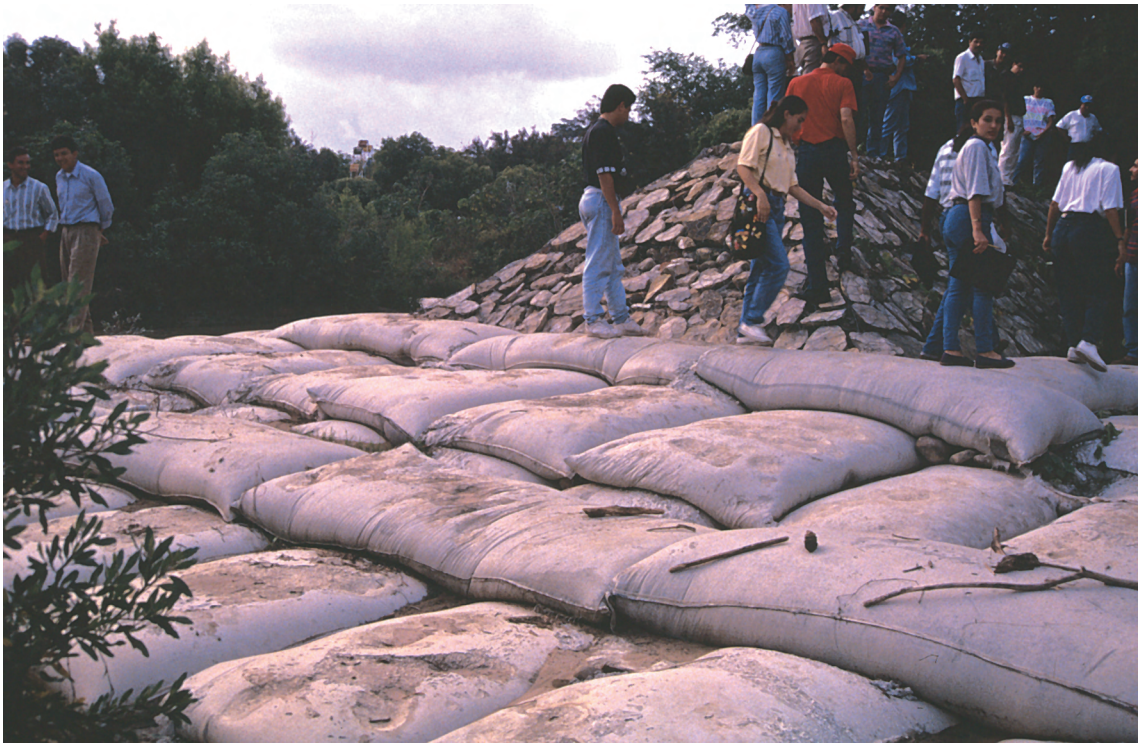


FIGURA 6.20 Sistema de adoquines desarrollado por el U.S. Corps of Engineers.

Tetrápodos

Los tetrápodos son elementos de concreto reforzado con cuatro salientes, las cuales al colocarse unas encimas de las otras se entrelazan formando un conjunto flexible pero al mismo tiempo integrado en una sola estructura difícil de remover. Cada brazo forma 120 grados con los otros en forma equilateral.

La geometría del tetrápodo se cree que aumenta su habilidad para resistir movimiento, aumentando sus capacidades de protección. La capacidad de entrelace



FOTOGRAFÍA 6.3 Bolsacretos (Sacos de polipropileno rellenos de concreto).

FOTOGRAFÍA 6.4 Hexápodos de concreto armado.

entre los diversos elementos hace que el tetrápodo tenga una mayor estabilidad cuando se compara con el enrocado. Resultados de experimentos desarrollados por Bertoldi y Kilgore (1993) muestran que los tetrápodos generan un mayor grado de estabilidad que un enrocado de igual tamaño. Generalmente se les utiliza para protección marina y en ocasiones para protección fluvial.

Hexápodos

Los hexápodos funcionan en forma similar a los tetrápodos, con la diferencia de que poseen seis salientes o brazos formando 90º entre sí. La ventaja de los hexápodos es su facilidad de fabricación, debido a que no requieren formaletas especiales como los tetrápodos. Para la elaboración de los hexápodos se utilizan formaletas sencillas de secciones rectangulares.

Tetraedros

Los tetraedros son bloques de concreto de cuatro caras. Pueden ser en concreto simple o armado.

Dolos

Los dolos son elementos relativamente delgados de concreto armado con una viga central que une dos puntas alargadas rotadas entre sí 90º. Al colocarse las puntas en forma de T se entrelazan entre sí.

Toskanos

Los toskanos son elementos de concreto armado que consisten de una viga central con dos puntas de forma de martillo, rotadas entre sí 90º. Los toskanos fueron desarrollados en Surafrica como una forma simplificada de los dolos. Son más resistentes a la rotura que los dolos.

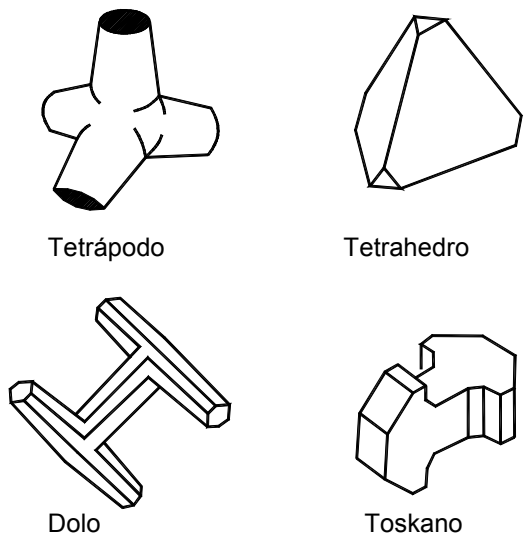


FIGURA 6.21 Tipos de bloque de concreto utilizados en los Estados Unidos.

6.7 LOS FILTROS GRANULARES

El material de filtro es un material natural o sintético que debe cumplir con la condición de prevenir la migración de partículas de un suelo que se debe proteger y al mismo tiempo permitir el paso del agua (Figura 6.22). Un material filtrante debe cumplir con los siguientes criterios:

a. Criterio de retención

El filtro no debe permitir la pérdida de partículas finas del suelo a proteger, durante la vida útil de la estructura de ingeniería.

b. Criterio de permeabilidad

La permeabilidad del filtro debe ser tal que permita el paso del agua libremente.

c. Criterio de estabilidad

El filtro a su vez debe ser estable o sea que no debe ser destruido por la corriente de agua y no debe migrar hacia otros materiales como por ejemplo revestimientos de orillas.

Los tres criterios anteriores se deben cumplir al mismo tiempo y se aplican tanto para los filtros naturales como para los filtros de geotextil.

Especificaciones para filtros granulares

Para cumplir con los criterios indicados, los filtros granulares en revestimientos de orillas de ríos se especifican en términos de su curva granulométrica y su espesor. Generalmente se exige que los filtros cumplan con los siguientes requisitos:

$$D_{15f} < 5\,D_{85s}$$

(para garantizar que el suelo no migre a través del filtro)

$$D_{15f} > 5\,D_{15s}$$

(para garantizar permeabilidad suficiente)

Donde *f* se refiere al filtro y *s* al suelo a proteger

Como regla general el filtro debe ser suficientemente más permeable que el suelo a proteger. Esto se puede lograr utilizando un material de filtro más grueso que el suelo. Sin embargo, también se debe cumplir que el filtro no sea demasiado grueso, que el suelo no pueda migrar a través de sus poros.

$D_{5f} > 0.075$ mm
(para minimizar el riesgo de bloqueo del filtro por partículas finas):

$D_{85f} \geq 0.25\, D_{15c}$
(para impedir la migración del filtro)

El filtro debe ser lo suficientemente grueso para que no migre a través de los poros o vacíos del revestimiento.

$$D_{50f} \geq 0.14\, D_{50c}$$

$$D_{15f} \geq 0.14\, D_{15c}$$

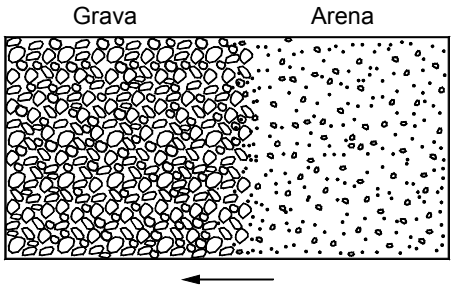
$$D_{10f} > 0.1\, D_{60f}$$

Donde *f* corresponde al filtro y *c* corresponde al revestimiento.

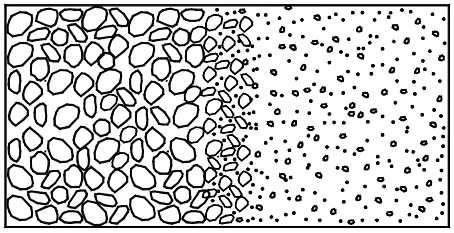
Cuando no se dispone de un material que cumpla con todas las condiciones anteriores, se requiere construir un filtro de varias capas en tal forma que se cumplan las condiciones de capa en capa, o sea que una capa sirve de filtro a la otra capa.

El espesor de cada capa de filtro no puede ser menor de 150 mm, ni menos de 1.5 veces D_{50}.

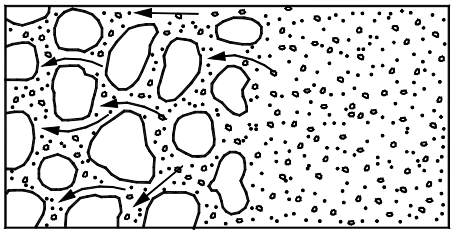
Cuando se colocan capas de filtro bajo el agua el espesor de las capas de incrementarse en un 50%.



1) Filtro estable, arena no se transporte hacia los poros de la grava



2) Filtro semiestable, arena parcialmente se transporta



3) Filtro inestable, arena fluye

FIGURA 6.22 Esquema de los posibles modelos de filtración con materiales granulares.

6.8 LOS ENROCADOS (RIP-RAP)

La piedra ha sido utilizada durante muchos años para la protección contra la erosión debido principalmente, a que por su peso resisten fuerzas tractivas muy altas y además a que su costo puede ser inferior al de los productos de concreto.

Los enrocados se utilizan en los siguientes tipos de estructura:

1. Protección de taludes

Generalmente se coloca sobre el talud una capa de enrocado apoyada sobre un geotextil. Se debe diseñar el tamaño de las rocas, tanto su tamaño medio como su gradación y las tolerancias permitidas y el espesor de la capa total de revestimiento (ver capítulo 11).

2. Espigones

Los espigones se utilizan a lo largo de la orilla de los ríos o de la costa marina para desviar las corrientes y facilitar la depositación de arena. El diseño de espigones se presenta en el capítulo 12.

3. Diques de retención

Los diques de retención se diseñan para contener materiales y evitar la contaminación. Estos diques también se utilizan para control de fondo de cauces (capítulo 13).

4. Rompeolas

Los rompeolas son estructuras paralelas a la orilla del mar para disminuir la energía de las olas y facilitar la sedimentación de arena (ver capítulo 14).

Principales problemas de los bloques de roca

Los principales problemas en la producción de enrocado son los siguientes:

a. Agrietamiento de las rocas

Cuando las rocas tienen estructuras o discontinuidades estas fácilmente se rompen en el transporte, a lo largo de estas superficies de debilidad.

b. Desintegración

Los tamaños grandes pueden desintegrarse en pequeñas fracciones durante la explotación y el transporte.

c. Laminación

Algunas rocas pueden sufrir problemas de laminación debidos a la estructura geológica; esto ocurre con frecuencia en rocas sedimentarias y algunas rocas volcánicas y metamórficas.

Propiedades del enrocado

Debe tenerse en cuenta las siguientes propiedades del enrocado:

1. Densidad de la roca

Una densidad adecuada es un factor de primera importancia. A veces se presentan complicaciones porque aparecen mantos de roca de baja densidad, estratificados dentro de rocas más densas. La mayoría de las rocas tienen densidades entre 2.500 y 2.700 kg/m^3. Aunque las densidades de algunas rocas sedimentarias pueden ser tan bajas como 2.000 kg/m^3., como es el caso de algunas arcillolitas o algunas rocas, pueden tener densidades hasta de 3.100 kg/m^3., como en el caso del Basalto. La densidad de la roca es una muy buena indicación de la resistencia.

2. Absorción de agua

La cantidad de agua absorbida por la roca es una indicación de la calidad del material.

3. Meteorización

Debe tenerse en cuenta la meteorización de la roca en el momento de la colocación y el potencial de meteorización con el tiempo en presencia del agua.

4. Estructura de discontinuidades

La presencia de discontinuidades puede determinar la facilidad con que la roca puede ser rota o dañada por abrasión.

5. Color

El color puede ser un factor determinante en el paisajismo.

6. Forma de los bloques

La roca puede ser elongada, cuboide o irregular. La forma de los bloques afecta el diseño por su efecto directo en la estabilidad del revestimiento y la porosidad del enrocado. Las formas de las piedras generalmente se limita a una relación longitud – espesor de 3 : 1. Las piedras tabulares tienden ha ser hidráulicamente menos estables.

7. Integridad de los bloques

La integridad de las unidades se afecta por el sistema de manejo. Por ejemplo, el manejo con maquinaria puede destruir en gran parte la integridad de los bloques.

8. Tamaño de la piedra

El tamaño promedio de las piedras es tal vez el factor más importante del diseño. Las piedras pequeñas no son convenientes, debido a la facilidad con que el agua las puede soltar y transportar. El diseño de una buena gradación del material, eliminando los tamaños pequeños es un trabajo que se debe realizar previamente a la construcción.

9. Gradación

El tamaño y la distribución de tamaño de los bloques determinan la estabilidad hidráulica.

10. Porosidad del enrocado

Es la medida del volumen de vacíos por unidad de volumen de enrocado. Generalmente, varía entre 15 y 40%, siendo los valores más bajos los de los materiales bien gradados.

11. Angulo de fricción del enrocado

Esta propiedad determina la estabilidad geotécnica del enrocado.

TABLA 6.11 Criterios para evaluar la calidad de los enrocados (Adaptado del U.S. Army Corps of Engineers 1995).

Ensayo	Norma	Criterio general de conveniencia
Petrografía	ASTM C 295	Roca fresca, cristalina sin arcilla ni minerales solubles y pocas discontinuidades.
Densidad		El peso unitario seco debe ser mayor a 2.2 Ton/m^3. Para que esto ocurra la roca no debe ser porosa.
Absorción		Un enrocado de buena calidad debe tener una absorción del 1%. Las absorciones de más del 2% sugieren problemas de durabilidad de la roca.
Solidez a los sulfatos	CRD- C 137	Las pérdidas en el ensayo no deben ser mayores al 5%. Una roca con más del 10% de pérdidas es una roca de mala calidad.
Solidez al glycol-etileno	CRD-C 148	No debe presentar deterioro en el ensayo. El deterioro indica la presencia de arcilla.
Abrasión	CRD-C 145	Debe tener menos del 20% de pérdidas a 500 revoluciones.
Humedecimiento y secado		No debe presentar agrietamiento.
Prueba de caída		No debe romperse ni agrietarse.

La estabilidad de una partícula de enrocado se evalúa comparando los momentos que resisten el volteo de la partícula con los momentos que actúan promoviendo el volteo de la partícula. Adicionalmente, debe tenerse en cuenta la fuerza del peso de la partícula y la fuerza de sumergencia. Estas dos fuerzas se recomienda analizarlas por separado, debido a que la una ayuda a la estabilidad y la otra facilita la inestabilidad (Froehlich, 1997).

6.9 MULCHING Y PROTECTORES DE LA VEGETACIÓN

En el proceso de germinación de plantas se requiere colocar cubiertas protectoras.

El "Mulching" es un material o capa de paja u otro material que se utiliza para proteger las semillas o la vegetación durante el proceso de germinación , del efecto negativo de la energía de la lluvia, el viento, de los rayos del sol y de los depredadores.

En suelos arenosos de erosionabilidad alta, en pendientes muy altas (superiores a 2.5H:1V) o en áreas de intensidad muy fuerte de las lluvias; el Mulching y los procesos de hidrosembrado generalmente no son eficientes y se recomienda utilizar mantos enrollables de protección (Northcutt y McFalls, 1998). En términos generales los sistemas de "Mulching" permiten mucha más erosión que los mantos. Sin embargo, en bajas pendientes e intensidades bajas de precipitación el comportamiento del "Mulching" es muy similar al de los mantos enrollables (Urroz y Israelsen, 1998).

El espesor de la capa de "Mulching" depende de las necesidades de humedad y protección. En zonas semiáridas se requieren mayores espesores(Filfier y Malnor 1998). Después de colocado el Mulching en ocasiones, se pasan las orugas del buldózer para enterrarlo en el suelo, o se cubren con un biomanto o una tela sintética.

Mulching de fibra de madera

Se fabrican de fibras de madera virgen, cosechados con el propósito específico de elaboración de estos productos. Pueden consistir de fibras curvas alargadas o trozos de madera (Armstrong y Wall, 1998).

Mulching de paja u otros residuos vegetales

Consisten en la colocación de una capa de paja, tamo de arroz, tallos de caña de azúcar, pulpa de madera, o cualquier otro residuo vegetal o productos de reciclaje como papel periódico.

Su objetivo principal es proteger el suelo y las semillas de la acción de la lluvia y mantener la humedad y temperatura adecuadas para la germinación y establecimiento de la vegetación. La paja es muy efectiva debido a su poco peso y a la longitud de las fibras. La cobertura de paja reduce la energía de impacto de las gotas de lluvia sobre el suelo.

El espesor de la capa de Mulching de paja no debe ser de espesor mayor de 5 centímetros. No se recomienda colocar más de cinco toneladas de Mulching de paja por hectárea.

Mulching hidráulico

El Mulching hidráulico se coloca conjuntamente con las semillas en los procesos de hidrosembrado.
Para la colocación deben seguirse las instrucciones del proveedor. La idea es crear un slurry uniforme, en tal forma que todos los materiales se mantengan en suspensión. La adición de pegantes aglomerantes o "Tackifiers" mejoran las características del Mulching hidráulico y lo convierten en una matríz cementada.

El Mulching hidráulico generalmente está compuesto de fibra de madera, pulpa de papel o residuos para reciclaje de cartón o papel periódico, los cuales se colocan en un solo paso junto con la semilla, el fertilizante y otros productos. El Mulching hidráulico se coloca con un equipo a presión en forma muy similar al sistema de hidrosembrado. Generalmente se le agregan pegantes o fibras sintéticas para mejorar su tenacidad y adherencia a la superficie del terreno. La principal limitante de los Mulching hidráulicos es que están hechos de fibras muy pequeñas (menos de 5 mm) para facilitar su paso a través de las bombas de colocación.

Matrices de fibras cementadas

Existen en el mercado una gran variedad de matrices de fibras cementadas por un pegante o "tackifier". Las mezclas ya se encuentran preparadas en bolsas. Las fibras pueden ser de polipropileno fibra de vidrio u otros productos y como pegantes pueden utilizarse emulsiones asfálticas. Son colocadas utilizando una pistola de aire comprimido. Al ser bombeadas las fibras se expanden y forman una cubierta de fibras entrelazadas, cementadas por la matríz.

El sistema tiene por objetivo proteger el suelo del impacto de las gotas de lluvia y de la escorrentía y al mismo tiempo mantener la humedad y la temperatura para facilitar el establecimiento de la vegetación. Las fibras demoran en degradar generalmente varios años. Las matrices pueden colocarse en taludes de alta pendiente y aún sobre roca fracturada facilitando la revegetalización. La rata de aplicación y el espesor de la capa puede ajustarse de acuerdo a las necesidades. Las semillas pueden incorporarse a la matríz o las matrices pueden colocarse después de realizado el hidrosembrado.

Recomendaciones para la colocación del "Mulching"

Para la colocación de las capas protectoras para el establecimiento de vegetación se recomienda seguir las siguientes instrucciones: (California RWQCB-SFBR, 1999)

- Aplique la semilla y el fertilizante sobre el suelo desnudo. Es importante ensayar el suelo para determinar la cantidad de fertilizante requerido.
- Aplique capas sueltas de paja u otro residuo vegetal sobre la semilla fertilizada a una rata de 4.500 kg/hectárea, a mano o con máquina.
- Ancle el "Mulching" utilizando una malla o un pegante, estacas o compactándolo con pisón o con oruga de buldózer.

Pueden utilizarse además mallas de fique o yute o mallas sintéticas biodegradables para proteger las capas de Mulching.

Pegantes (tackifiers)

Los pegantes y aglomerantes son productos de origen natural o sintéticos que se le introducen al "Mulching" con el objeto de formar un slurry con mejores propiedades de adherencia, resistencia y absorción de humedad. Generalmente son productos con un gran componente de sólidos. Los sólidos proveen la fuerza de pegante. Entre mayor sea el contenido de sólidos, el producto es más fuerte y durable. Buena parte de los productos que se utilizan como estabilizantes de suelos también se utilizan como pegantes para Mulching hidráulico.

Emulsiones asfálticas

El pegante más común es la emulsión asfáltica. El uso de emulsiones asfálticas ha sido criticado como antiambientalista, a causa principalmente de su color; sin embargo, con el tiempo la emulsión se degrada por microorganismos y se torna de color marrón.
Debe tenerse en cuenta que la emulsión se comporta en forma muy diferente al asfalto. En la degradación de la emulsión generalmente no se producen aceites. La emulsión puede mezclarse con paja, semillas, hidroretenedores y otros compuestos orgánicos, para formar una matriz.

Resinas sintéticas

Son generalmente compuestos de resinas biodegradables de origen sintético, las cuales se utilizan como pegantes para los "Mulching" hidráulicos.

Compuestos de Yeso

El yeso es un producto muy utilizado para darle consistencia y permitir la absorción de humedad en los "Mulching". La capacidad del yeso para absorber y conservar la humedad permite una mejor calidad de la vegetación (Urroz y Casadaban,1998). Los productos de yeso forman una capa permeable parecida a una plastilina de sulfato de calcio, la cual sostiene el suelo, la semilla y los fertilizantes hasta que las plantas pueden desarrollar su capacidad estabilizadora.

6.10 CONTROLADORES DE POLVO FUGITIVO

Los vehículos y aviones en las carreteras y pistas destapadas, y el viento producen cantidades altas de polvo, generando al mismo tiempo erosión. Uno de los casos más comunes es el de las carreteras destapadas. El polvo constituye un sistema de erosión del material de la vía, dificulta el tránsito, representa un riesgo para la salud de las personas y destruye la flora y la fauna al depositarse. Otro caso muy importante es el polvo que se produce durante la construcción de obras civiles.

Se han desarrollado compuestos químicos, con el objetivo directo de mitigar la formación de polvo (California RWQCB-SFBR, 1999).

TABLA 6.12 Producción de polvo fugitivo en los Estados Unidos (Goff 2001)

Fuente	% del total del polvo fugitivo (EE.UU.)
Carreteras sin pavimentar	28%
Construcción de obras civiles	23%
Agricultura	19%
Carreteras pavimentadas	15%
Erosión por el viento	5%
Minería	1%

Agua

Es la practica más comúnmente utilizada para combatir el polvo. Se evapora muy rápidamente y se requiere colocar aproximadamente 6 litros/m^2, cada 6 horas, dependiendo del clima. La colocación del agua puede generar erosión.

Cloruro de calcio (Cacl)

Las soluciones de cloruro de calcio son compuestos hidroscópicos que penetran el suelo y aglomeran las partículas finas de suelo absorbiendo humedad del aire. El cloruro de calcio ha sido utilizado efectivamente por el Departamento de carreteras de los EE.UU. para el control de polvo en vías destapadas (Gebhart y Hale, 1998). Su uso está muy extendido y se adapta a un rango amplio de tipo de suelo y condiciones climáticas. El tiempo de curado es de menos de cuatro horas, dependiendo de las condiciones del clima y puede aplicarse con un tanque para agua o distribuidor de asfalto a ratas entre 1.2 y 2.5 litros/m^2, con una solución al 38%. Su efecto dura entre seis y doce meses pero debe tenerse en cuenta que tiene efectos corrosivos y es poco efectivo en zonas de baja pluviosidad por falta de humedad; y en zonas de alta pluviosidad porque es arrastrado por la escorrentía.

Igualmente el cloruro de magnesio también es utilizado con este propósito, utilizando procedimientos similares y con el mismo efecto; sin embargo, el MgCl generalmente es más costoso que el Cacl.

Cloruro de sodio (NaCl)

Es menos efectivo que los Cloruros de magnesio y de calcio y se requiere un rango de humedad. Igualmente es un material corrosivo y es disuelto y transportado por la escorrentía, generando contaminación.

Silicatos

Son efectivos pero son extremadamente costosos y solamente se consiguen en pequeñas cantidades, adicionalmente requieren varias aplicaciones sucesivas.

Emulsiones de acrílico de polivinilo (PBA)

Este producto produce una película en la superficie del suelo, la cual retarda la formación del polvo. El PBA se obtiene en forma concentrada y debe ser diluido en agua, antes de su aplicación a relación de volúmenes que varían de 1: 1 a 1: 7 PBA-Agua. Posee una buena penetrabilidad y puede colocarse utilizando un tanque para agua o distribuidor de asfalto a ratas entre 2.0 y 3.0 litros/m^2., puede durar varios años.

Aceites de petróleo

Aglomeran las partículas pero tienen efectos ambientales delicados por la contaminación de agua y porque impiden la germinación de las plantas.

Residuos de aceites vegetales

Se utilizan residuos de la producción de aceite de soya, palma africana y otros aceites vegetales. Este producto forma una superficie resistente a la formación de polvo. Solamente se encuentra disponible en las zonas productoras de aceite. Para facilidad de aplicación y mejores resultados debe colocarse a temperaturas de más de 60º centígrados, con un distribuidor de asfalto.

Lignosulfonatos

Los lignosulfonatos son un subproducto de la industria del papel y actúan como dispersantes. Reaccionan con las partículas de arcilla de carga negativa, aglomerándolas. Son más efectivos en condiciones de aridez, debido a que son solubles en agua. Producen superficies lisas que dificultan el tránsito vehicular.

Adhesivos de spray

Son productos muy efectivos, costosos y los hay de diferentes productos químicos, orgánicos y sintéticos. Su efecto puede durar de tres a cuatro años. Son objeto de patentes de los productores.

REFERENCIAS

AASHTO (1998) "Standard Specifications for transportation materials and methods of sampling and testing". Part 1 specifications. P 752-762.

AASHTO (1999) "Highway drainage guidelines". Washington D.C.

Agnew W., Theisen M.S. (1994) "Built in place matrices, a cost effective concept of erosion control". IECA. Proceedings of Conference XXV. Reno - Nevada. P 289-300.

Armstrong JJ., Wall G.J. (1998) " Comparative evaluation of the effectiveness of erosion control material". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Bertoldi D., Kilgore R. (1993) "Tetrapods as a scour countermeasure". Hydraulic engineering p. 1385.

California RWQCB-SFBR (1999) "Erosion and sediment control field manual" p132.

Crowley J., Bell D., Kopp B. (2001) " Environmentally favorable erosion control with a polyvinyl acetate based formulation" IECA Soil Stabilization series: Vol. 11. Erosion control for construction sites.p.79-86.

Driver T. , Kostielney J. (1998) "How to interpret ASTM index tests and performance parameters for rolled erosion control Productos". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Fifield J.S. , Malnor L.K. (1998) "Erosion control materials vs. a semiarid environment, what has been learned from three years of testing?". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Froehlich D.C., (1997) "Riprap particle stability by moment analysis". Hydraulic engineering, theme A, p. 172

Gebhart D., Hale T. (1998) "Evaluation of dust control agents at fort Campbell, Kentucky". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Geotechical engineering office (1993) "Review of granular and geotextile filters". Civil engineering department Hong Kong. Geo publication No. 1/93. p. 141.

Goff K. (2001) "Fugitive dust" IECA soil stabilization series. Vol 12. Dust Control pp 15-19.

IECA Spring Report (1998) "Hydraulic mulch shoot-out". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Koerner R.M. (1990) "Designing with geosynthetics" . Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, pp 652.

Lentz R.D. , Sojka R.E. (1998) "Polyacrylamide application to control furrow irrigation-induced erosion". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Munson T. (1998) "A flume study examinig the filtering efficiency of silt fences, using site-specific soils". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Northcutt G. (1998) " Molecules hold solutions to some tough erosion problems". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Northcutt G. (1998) "Geosynthetics add another dimension to erosion control". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Northcutt P. , McFalls J. (1998) " Performance testing of erosion control products – what have we learned after five complete evaluation cycles". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

PAVCO (1999). "Bolsacretos". Formaletas flexibles para construir estructuras de protección. Geotextiles PAVCO. Bogotá.

Rustom R.N. ,Weggel J.R. (1998) "A study of erosion control system: Experimental results". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Sanders T.G., Abt S.R. , Clopper P.E. (1998) "A quantitative test of erosion control materials". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Sawvel D. (2001). "M 288-97". Geotextile choices made simpler. IECA Soil Stabilization series: Vol. 11. Erosion control for construction sites. p.31-44.

Sprague C.J. (1998) "Project-specific selection of erosion control geosynthetics". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Sutherland R. , Ziegler A. (1998) "A field examination of rolled erosion control system and their influence on runoff and sediment transport". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Tobiasen S., Jenkins D., Molash E., Rush S., (2001) "Polymer use and testing for erosion and sediment control on construction sites". P.87-110.

U.S. Army Corps of engineers (1995) "Construction with large stone". Technical engineering and design guides No. 13, pp. 45

Urroz G.E. , Casadaban R. (1998) "Performance of tackified hydromulches under simulated rain and sunlight". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

Urroz G.E. , Isrsraelsen C.E. (1998) "Effectiveness of selected materials under simulated rain and sunlight". IECA Soil Stabilization series: Vol. 4. Erosion control product performance and evaluation.

CAPÍTULO 7

Los Gaviones

INTRODUCCIÓN

El gavión consiste en un recipiente, por lo general paralelepípedo, de malla de alambre galvanizado lleno de cantos de roca. Aunque es una estructura muy antigua, empleada por los antiguos faraones utilizando fibras vegetales, su uso solamente se popularizó a principios siglo XX en Europa, extendiéndose posteriormente al resto del mundo. En América los gaviones se emplean extensivamente desde hace cerca de cincuenta años.

En varios países de América se producen alambres dulces, galvanizados y se fabrican gaviones de excelente calidad; sin embargo existen en el mercado mallas utilizadas para gaviones de fabricación deficiente o con alambres de mala calidad. La calidad del alambre y de la malla son factores determinantes en el correcto comportamiento de las obras en gaviones. Los gaviones recubiertos en PVC y los gaviones manufacturados con fibras plásticas se utilizan cuando los gaviones metálicos no son eficientes, por su susceptibilidad a la corrosión.

En ríos de caudal y pendiente estables se depositan sedimentos del río dentro de los poros del gavión y en algunos casos se forman plantas de crecimiento espontáneo que originan la formación de un bloque sólido que aumenta en forma importante la vida útil de los gaviones.

7.1 COMPOSICIÓN DEL GAVIÓN

El gavión está compuesto por mallas de alambre galvanizado llenas de cantos, formando cajones unidos por amarres de alambre.

Para objeto de tener una base general de estudio de los gaviones se tratarán los siguientes aspectos en el presente texto:

1. Los alambres
2. Las mallas
3. Las Unidades de Gaviones
4. Las Uniones entre Gaviones

7.1.1 ALAMBRES GALVANIZADOS

Actualmente se producen alambres galvanizados de los calibres y diámetros indicados en la tabla 7.1.

Proceso de galvanizado

El alambre se somete a un tratamiento térmico de precocido que le da uniformidad al producto y luego se expone a un baño de zinc por inmersión en caliente o por métodos electrolíticos. Al recubrimiento con zinc se le denomina «galvanizado».

El zinc es un metal anfótero que es capaz de reaccionar químicamente tanto con ácidos como con bases, formando sales de zinc; la reacción del zinc es lenta y se utiliza como protección contra la corrosión.

El zinc tiene gran resistencia a la corrosión, si el pH del agua en contacto con el zinc está entre 6 y 12.5 (Figura 7.1). Debe observarse que el pH en las aguas servidas fluctúa entre seis y ocho y en aguas limpias entre siete y nueve.

El principal problema de corrosión es el contacto de los alambres con suelos ácidos, o con agua salada. Los gaviones de alambres metálicos no deben utilizarse en áreas costeras.

En años recientes se han desarrollado sistemas de galvanizado con mayor resistencia a la corrosión. Por ejemplo, la firma Maccaferri desarrolló un sistema que emplea una mezcla de Zinc y Aluminio del cual aseguran, aumenta la durabilidad de los alambres hasta en 5 veces la de un alambre normal, debido a que la camada oxidada formada sobre la superficie

TABLA 7.1 Alambres galvanizados

CALIBRE BWG	Diámetro		Sección	Longitud y peso	
	mm.	Pulg.	mm^2	m/Kg	Gr/m
1	7.62	.300	45.60	2.79	358
2	7.21	.284	40.83	3.12	321
3	6.58	.259	34.00	3.74	267
3 ½	6.35	.250	31.67	4.02	249
4	6.04	.23	28.65	4.44	225
5	5.59	.22	24.54	5.20	193
5 ½	5.50	.217	23.75	5.36	186
6	5.16	.203	20.91	6.10	164
7	4.57	.180	16.40	7.77	129
8	4.19	.165	13.79	9.24	108
9	3.76	.148	11.10	11.47	87
9 ½	3.60	.141	10.18	12.51	80
10	3.40	.134	9.08	14.02	71
11	3.05	.120	7.30	17.45	57
12	2.77	.109	6.02	21.16	47
12 ½	2.50	.098	4.91	25.94	38
13	2.41	.095	4.56	27.93	36
14	2.11	.082	3.50	36.39	27
15	1.83	.072	2.65	48.43	21
16	1.65	.065	2.14	59.52	17
17	1.47	.056	1.70	74.93	13
18	1.24	.049	1.20	106.15	9
19	1.07	.042	0.90	141.54	7
20	.89	.035	0.62	205.46	5
21	.81	.032	0.51	249.78	4
22	.71	.028	0.40	318.47	3

FOTOGRAFÍA 7.1 La flexibilidad de los gaviones permite deformaciones considerables.

FOTOGRAFÍA 7.2 La malla se rompe por los puntos de entorclamiento o torsión.

del alambre, después de los primeros años, actúa como elemento de protección que posteriormente reduce el proceso de oxidación del alambre.

Para garantizar la calidad de los alambres se exige que el recubrimiento en Zinc del alambre galvanizado cumpla con la norma ASTM A-90.

Para garantizar gaviones de buena calidad generalmente se exige que los alambres cumplan con la norma ASTM A-641.

Corrosión y abrasión

Los principales problemas de los alambres son la corrosión y la abrasión. Jaimes (1977) relata los problemas con los alambres así:

La corrosión de la malla se presenta en obras en gaviones que están en contacto permanente con aguas servidas, ya que estas tienen un alto contenido de sustancias químicamente corrosivas que atacan la malla del gavión, hasta el punto de destruirla. Después de haberse producido la corrosión de la malla, se presenta el desalojo del material de llenado de los gaviones. El vacío creado por este desalojo en los gaviones inferiores da origen a asentamientos en la estructura que pueden ocasionar colapso.

Una manera fácil y económica que evita que la malla del gavión sufra corrosión, es el recubrimiento con concreto de la parte de la mampostería gavionada más expuesta a la acción de las aguas.

Conjuntamente con el proceso de corrosión se presenta el problema de la abrasión o sea el desgaste por acción de corrientes de agua con sedimentos. Jaimes (1977) explica el proceso en la forma siguiente: "Esta falla se debe a la presencia de agua con material abrasivo en suspensión. Recubriendo los gaviones en concreto a la altura de las aguas medias, se evita la acción abrasiva sobre las mallas".

Protección contra la corrosión y abrasión

Los alambres y mallas pueden protegerse contra la corrosión así:

a) Por el proceso de galvanizado

Como se indicó anteriormente todos los alambres utilizados para gaviones son alambres recubiertos de Zinc o sea galvanizados. La efectividad del galvanizado depende de la proporción de peso de Zinc por área de alambre expuesto. El alambre solamente galvanizado se le emplea en obras no expuestas al agua con pH alto o en aguas claras y limpias. En cada país existen normas sobre la cantidad mínima de recubrimiento de Zinc (Tablas 7.2 y 7.3).

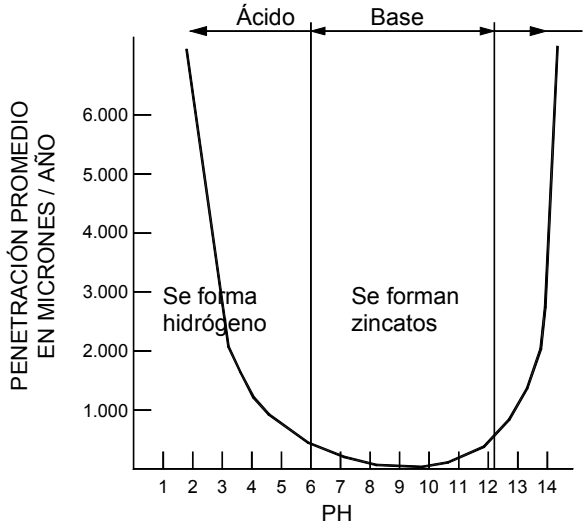


FIGURA 7.1 Influencia del pH en la corrosión del alambre galvanizado.

TABLA 7.2 Peso mínimo de zinc del galvanizado, de acuerdo a Norma ASTM A 641M clase 3.

Calibre	Diámetro nominal del cable (mm)	Recubrimiento mínimo de Zinc (gr/m²)
13 ½	2.20	220
12	2.09	230
10	3.43	260

Tabla 7.3 Revestimientos en Zinc para diversos diámetros de alambre (Normas BSS 443/1969).

Diámetro nominal de alambre (mm)	Peso mínimo del revestimiento de Zn(gr/m²)
2.2.	240
2.4.	260
2.7.	260
3.0.	275
3.4.	275
3.9.	290

b) Recubrimiento con asfalto

Como protección adicional al galvanizado se puede recubrir por inmersión en caliente en asfalto. El recubrimiento en asfalto aísla parcialmente de la humedad y previene la corrosión pero aporta muy poca resistencia a la abrasión.

c) Recubrimiento con PVC

El PVC (Cloruro de polivinilo) adherido a fusión aísla totalmente de la humedad y resiste en forma apreciable la corrosión. Su principal ventaja es la protección contra las aguas saladas y las aguas servidas, siendo el ideal para uso en cañadas de aguas negras o en zonas costeras.

Siempre que el pH del agua en contacto con la malla tenga un pH menor de 6 o mayor de 10 se debe utilizar revestimiento en PVC sobre el galvanizado (Figura 7.2). Al aplicársele cobertura de PVC u otro material plástico los manuales de uso por lo general, disminuyen el diámetro del alambre galvanizado en virtud de la resistencia adicional que provee la cobertura plástica así: Calibre diez galvanizado se reemplaza por calibre doce cubierto de PVC, Calibre 12 galvanizado se reemplaza por calibre 14 cubierto de PVC. En el caso de cobertura asfáltica no es recomendable disminuir el calibre.

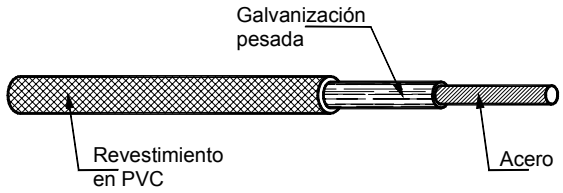


FIGURA 7.2 Esquema de alambre galvanizado recubierto en PVC (Maccaferri, 1995).

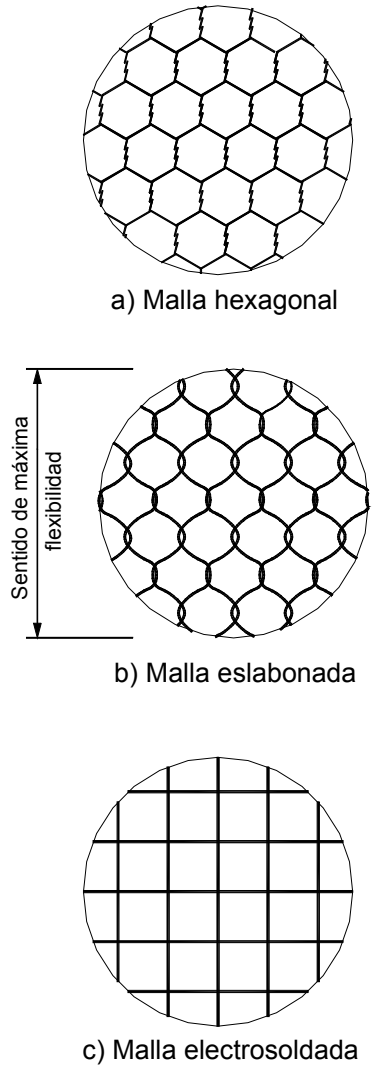


FIGURA 7.3 Tipos de mallas utilizadas para gaviones

Generalmente se exige que el recubrimiento en PVC tenga un espesor nominal de 0.55 mm y mínimo de 0.38 mm.

7.1.2 LAS MALLAS

Se emplean tres tipos generales de malla (Figura 7.3).

a) Malla hexagonal o de torsión

b Malla de eslabonado simple

c) Malla electrosoldada

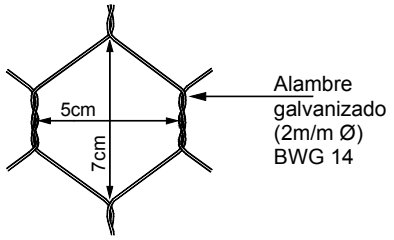
a) Mallas hexagonales

La malla hexagonal ha sido la tradicionalmente utilizada en todo el mundo. Estas tienen la forma de un hexágono. Las dimensiones de la malla se indican por su escuadría, la cual incluye el ancho entre los dos entorchados paralelos y la altura o distancia entre entorchados colineales. Los gruesos del alambre varían según las dimensiones de las mallas aumentando proporcionalmente con estas. Para este tipo de gaviones se emplean generalmente calibres del 12 al 15 y dimensiones de 12 x 14 y 8 x 10 centímetros (Figura 7.4).

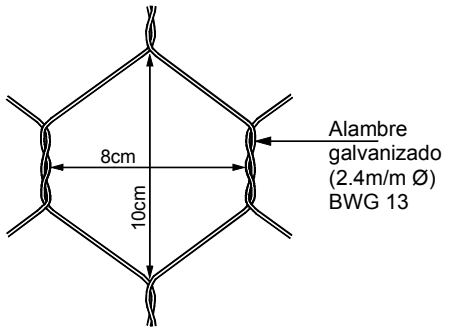
FOTOGRAFÍA 7.3 La corrosión es el principal problema de las mallas.

FOTOGRAFÍA 7.4 Para proteger el gavión contra la abrasión se puede revestir en concreto.

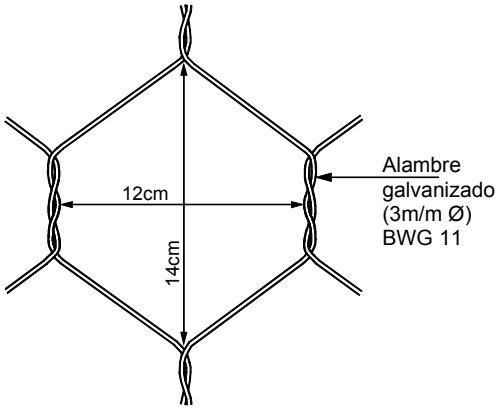
La malla hexagonal de los gaviones de triple torsión permite el tolerar esfuerzos en varias direcciones, sin que se produzca la rotura, conservando una flexibilidad para movimientos en cualquier dirección. En el caso de romperse la malla en un punto determinado esta no se deshilachará, como ocurre con la malla eslabonada. Sin embargo, la presencia de esfuerzos en las dos direcciones que concluyen en los entorchamientos ha sido mencionada como el principal defecto con respecto a otros tipos de malla. La rotura de las mallas a triple torsión ocurre generalmente en uno de los alambres que concurren al entorchamiento y muy cerca de este último, o sea en el alambre que se ha desentorchado, el cual se rompe a una tensión menor que la carga de falla para el alambre simple.



a) Escuadria 5 x 7 - BWG 14



b) Escuadria 8 x 10 - BWG 13



a) Escuadria 12 x 14 - BWG 11

FIGURA 7.4 Escuadrías típicas de mallas hexagonales.

b) Mallas eslabonadas

En las mallas eslabonadas no existe unión rígida entre los alambres, obteniéndose una mayor flexibilidad ya que permite el desplazamiento relativo de los alambres. Su empleo en Europa se refiere a obras en zonas de gran socavación hidráulica, empleando alambres de tres milímetros de diámetro. Su uso en Colombia se limita por lo general a alambres de calibres diez a doce. Para su construcción no se requieren equipos especiales pero su gran flexibilidad dificulta un poco su conformación en el campo. Aunque no existe pérdida de resistencia por entorchamiento de la malla; al romperse un alambre, se abre toda la malla. Los espaciamientos entre alambres varían por lo general de cinco a doce centímetros, empleándose mayor diámetro del alambre a mayor separación.

c) Mallas electrosoldadas

La malla electrosoldada es más rígida que las eslabonadas y las hexagonales y su conformación se hace en cuadrículas de igual espaciamiento en las dos direcciones. Su comportamiento ha sido eficiente en Europa en obras donde se requiere de cierta rigidez. La mayoría de los gaviones construidos en Bucaramanga (Colombia) son de éste tipo con un comportamiento eficiente por lo general. Su fácil conformación en el campo y su economía de construcción los ha hecho populares y su uso se ha extendido especialmente a obras de construcción de carreteras. Su diámetro de empleo varía de alambres calibre diez a doce con espaciamientos de siete a doce centímetros (10 cms es una dimensión típica para alambre calibre 10 y 7.5 cmts para alambre calibre 12).

Sus cualidades dependen del proceso de soldadura y en especial del control de temperatura en este proceso. Es común encontrar alambres frágiles o quebradizos por los puntos de unión o de uniones débiles o sueltas. Además la desaparición del Zinc en los puntos de soldado los hace susceptibles de corrosión en las uniones. Para garantizar una soldadura eficiente se recomienda exigir que esta cumpla con la norma ASTM A185. La malla electrosoldada recubierta de PVC ha sido una respuesta efectiva al problema de la corrosión.

Resistencia de las mallas

La resistencia a la tensión de los alambres varía de 30 a 50 Kg/mm^2. Se debe tener en cuenta además la capacidad de deformación de los alambres. Los alambres rígidos o quebradizos no deben utilizarse para la fabricación de gaviones.

Alambres ensayados en la Universidad Nacional de Colombia (Calibre 15) y de diferentes tipos variaron sus resistencias de 33 a 44 Kg/mm² en deformaciones que variaron del 6.5 al 26.5%. Por lo tanto no es recomendable en diseños adecuados, emplear resistencias máximas de alambres a tensión superiores a 30 Kg/mm².

Para mallas de triple torsión la resistencia en la dirección de los entorchamientos es mayor que en la dirección normal a estos y la resistencia es el 50% de la sumatoria de las resistencias de los entorchamientos. Para mallas electrosoldadas y eslabonadas pueden tomarse valores similares, teniendo en cuenta el efecto de disminución de resistencia por efecto de la soldadura. Para diseños detallados es conveniente realizar ensayos de resistencia de la malla en las dos direcciones principales.

Gaviones plásticos

En los últimos años se han desarrollado sistemas de gaviones utilizando productos plásticos, tales como el polietileno de alta densidad (HDPE) y el polipropileno biaxial (Figura 7.6). Estas mallas utilizan un sistema de estabilización contra los rayos UV del sol con el 2% de carbón negro. Estos gaviones son canastas de forma muy similar a los gaviones metálicos, las cuales se elaboran con mallas plásticas de alta resistencia, se arman y se llenan de piedra.

La flexibilidad de los gaviones plásticos permite que estas estructuras se acomoden fácilmente a los asentamientos diferenciales, pero su principal propiedad es su resistencia a la corrosión química del agua salada en los ambientes marinos, donde los gaviones metálicos no son viables por el problema de

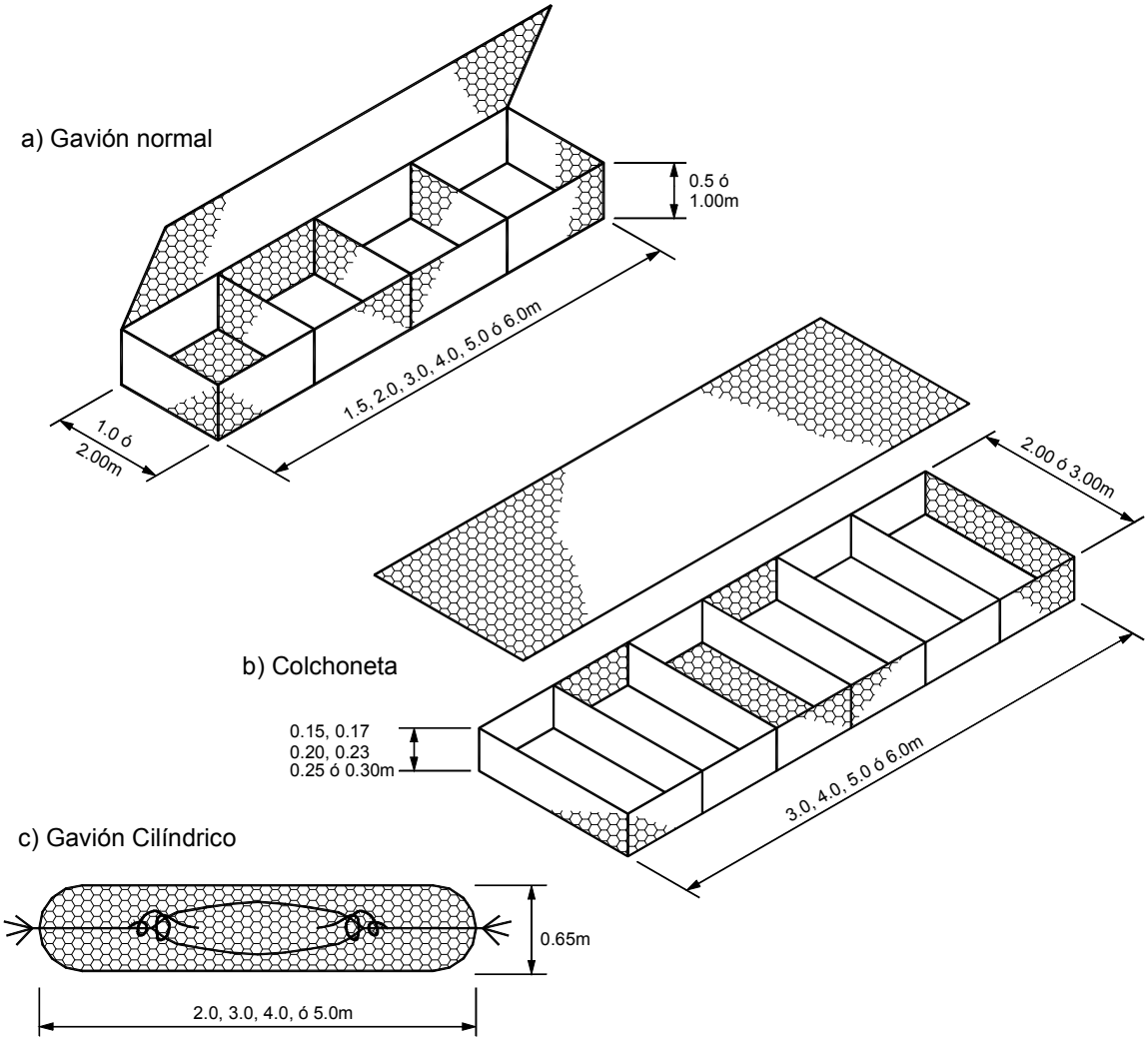


FIGURA 7.5 Tipos de unidades de gaviones.

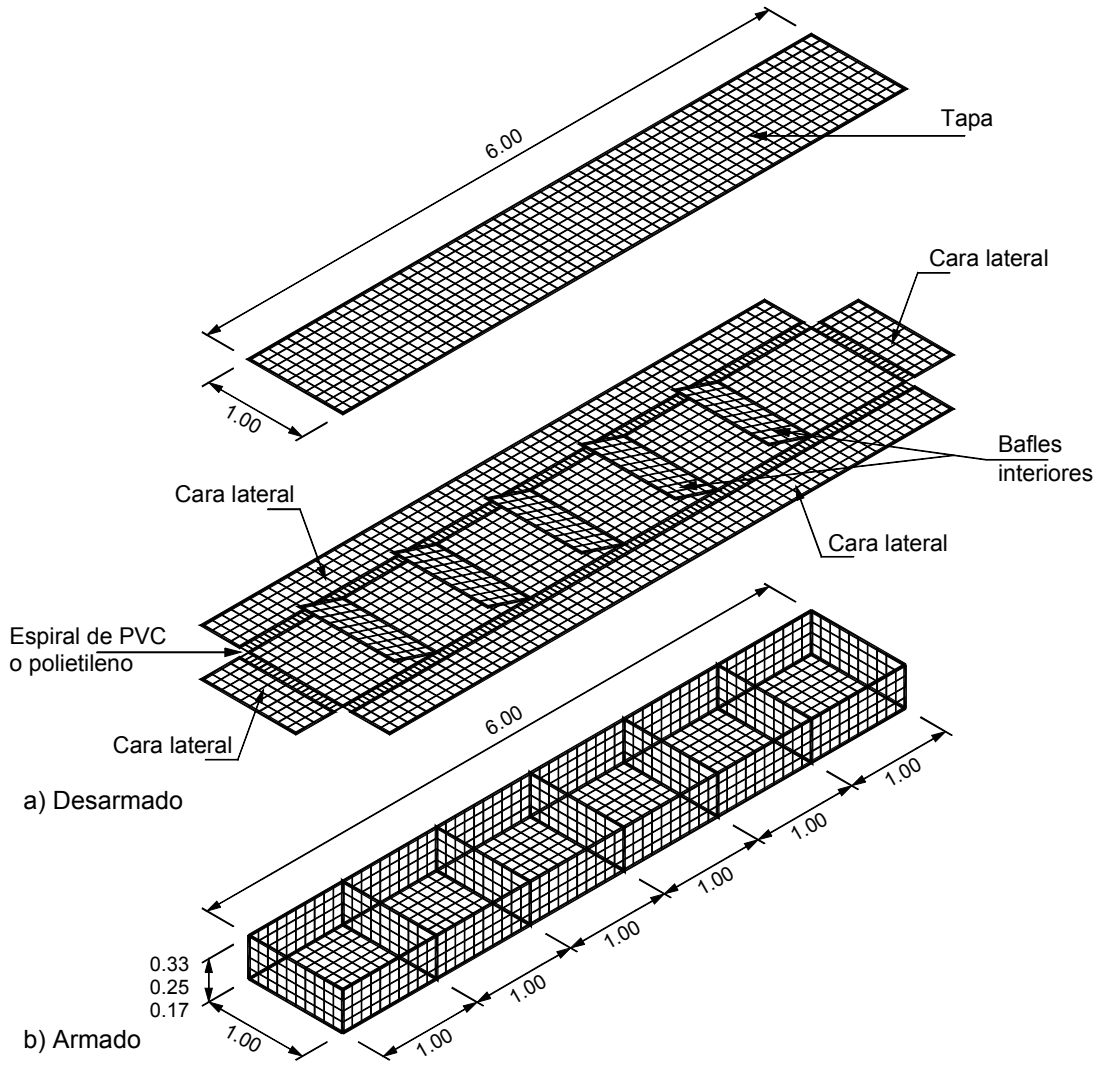


FIGURA 7.6 Esquema de las unidades de gaviones plásticos.

su alta susceptibilidad a la corrosión. Igualmente los plásticos facilitan más el crecimiento de ciertas formas de flora y fauna (Croskey, 1994).

7.1.3 LAS UNIDADES DE GAVIONES

Existen tres tipos generales de unidades de gaviones:

1. Gaviones para muros

Son módulos o unidades de gaviones de ancho de 1.0 metro, alturas entre 0.30 y 1.0 metro, y largo entre 1.5 y 4.0 metros, elaborados para la construcción de muros.

Para su construcción se utilizan mallas:

- De triple torsión, en calibres 11 a 13 y escuadrías 8x10 a 10x12 respectivamente.
- Electrosoldadas, calibres 10 o 12 con espaciamientos de 10 y 7.5 centímetros respectivamente.

2. Colchonetas

Son módulos o unidades de gran ancho (2 a 4 metros), alturas entre 0.15 y 0.30 metros y largo entre 3 y 6 metros, elaborados para la construcción de revestimientos de canales y orillas de corrientes. Tal vez el tipo de colchoneta más conocido es el "Reno" de propiedad de Maccaferri. Para su construcción se utilizan mallas:

- De triple torsión, en calibres 12 a 14 y escuadría 5 x 7 y 6 x 8.
- Electrosoldadas, calibres 10 o 12 con espaciamientos de 10 x 5 y 7.5x 3.8 centímetros respectivamente.

3. Gaviones cilíndricos

Son bolsas o sacos de forma cilíndrica los cuales se llenan de piedra y se transportan para colocarlos generalmente en cuerpos de agua (Figura 7.7). Para su construcción se utilizan mallas similares a las de los gaviones para muros.

Los gaviones cilíndricos también se les conoce como sacos de gaviones, gaviones tubulares o gaviones salchicha y están conformados por mallas cilíndricas de alambre galvanizado rellenas de roca o bloques de concreto. La flexibilidad de la malla es uno de los requerimientos para permitir que los rollos se ajusten a superficies irregulares. La malla puede ser de alambre galvanizado o puede ser de nylon.

La forma de los gaviones cilíndricos es ideal para rellenar espacios en las riberas o fondo de los ríos. La práctica más común es colocar los rollos a lo largo del pie de la ribera, paralelos a la dirección de la corriente y luego se colocan rollos encima unos de otros, cubriendo la superficie del talud, asegurándose que los rollos estén asegurados, los unos con los otros. Los sacos se llenan por fuera de la orilla y son levantados por grúas para colocarse generalmente debajo del agua.

Existe muy poca información técnica confiable de sacos de gaviones, sin embargo, los productores de gaviones generalmente, proveen asistencia técnica basados en su propia experiencia.

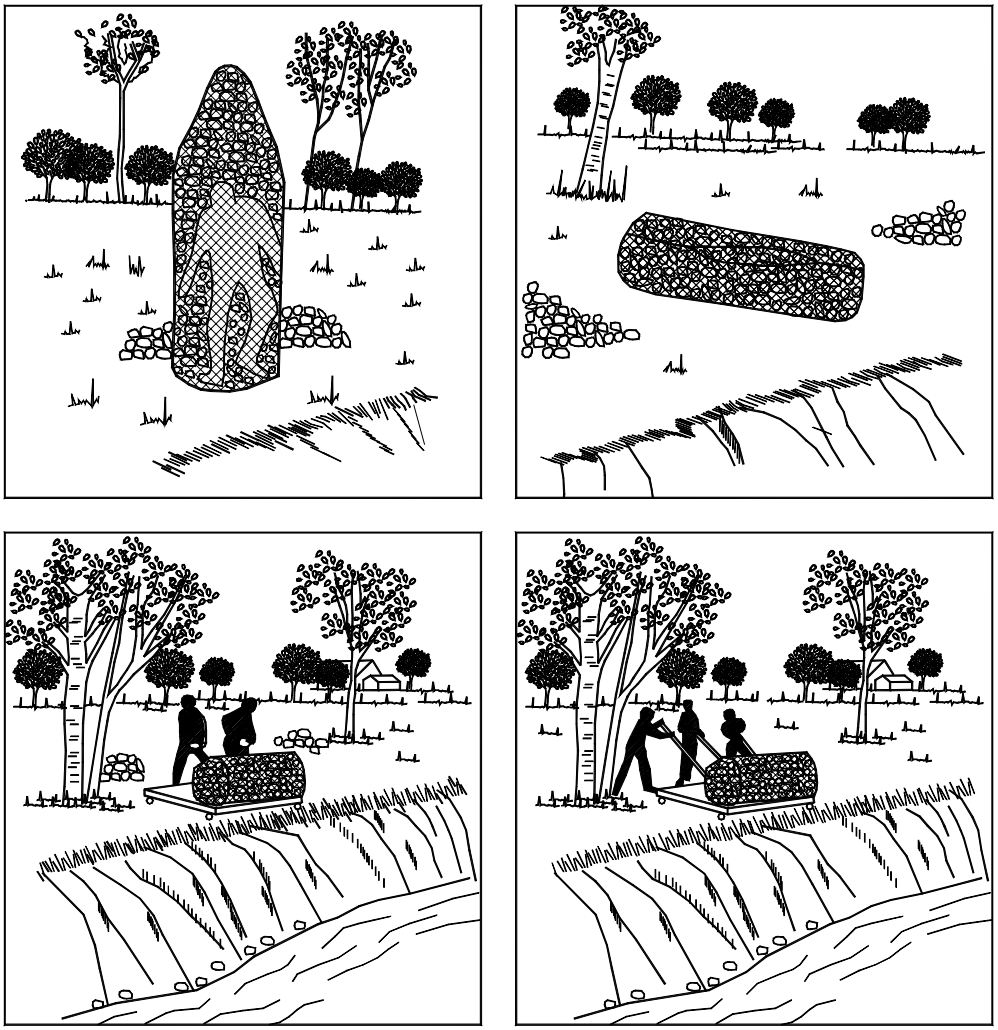


FIGURA 7.7 Gaviones cilíndricos.

7.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS GAVIONES

Proceso de llenado de gaviones

El gavión se rellena con piedras o cantos de tamaño mínimo de diez centímetros (en algunos casos se permiten cantos hasta de ocho centímetros de diámetro).

Cada unidad puede estar dividida por una serie de diafragmas que ayudan a la rigidez y permite el conservar su forma durante el llenado (Figura 7.8). El gavión se convierte en un bloque grande, flexible y permeable.

Bianchini en sus manuales de hace cerca de 60 años recomienda emplear los cantos más pequeños donde se requiere mayor flexibilidad. Para esto puede ser necesario emplear malla de menores dimensiones de escuadría.

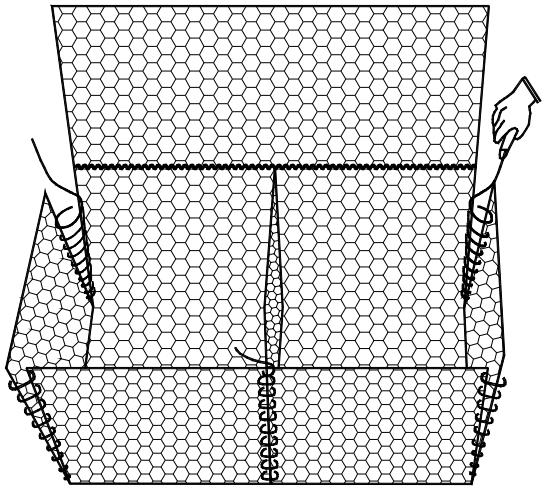


FIGURA 7.8 Diafragmas interiores en unidad de gaviones.

Instrucciones para la instalación

Para la instalación de los gaviones se recomienda tener en cuenta las siguientes instrucciones (McCullah, 2000):

- Diseñe e instale los gaviones de acuerdo a los estándares de los fabricantes y especificaciones de construcción.
- Los gaviones deben ser fabricados de tal manera que todos los lados, tapas y diafragmas puedan ser ensamblados en el sitio de construcción, en canastas rectangulares de los tamaños especificados e indicados en los planos.
- Todas las unidades deben estar tejidas conformando cajones separados.
- Cuando la longitud de los gaviones excede 1.5 veces, el ancho horizontal el gavión debe dividirse con diafragmas de la misma malla y calibre del cuerpo del gavión, en celdas cuya longitud no debe exceder el ancho horizontal.
- Al colocar las unidades primero una las esquinas, cosiéndolas correctamente y luego coloque los diafragmas.
- Todas las aristas de todas las unidades de los gaviones deben coserse con alambre, en tal forma que el alambre pase cosiendo todos y cada uno de los espacios del gavión alternando costuras sencillas y dobles.
- Los gaviones deben anclarse dentro de la corriente para asegurar que la socavación no destruya la cimentación del gavión. Se recomienda mínimo profundizar un metro por debajo del nivel del fondo de la corriente.
- Prepare la cimentación excavando hasta lograr una fundación dura y uniforme.
- Coloque el filtro de geotextil o filtro granular cubriendo el piso y los lados de la excavación.
- Excave siempre la cimentación con una pendiente hacia atrás en tal forma que los muros en gaviones tengan un ángulo hacia adentro del talud. Nunca los coloque en forma totalmente vertical.
- Antes de llenar los gaviones estos deben estirarse adecuadamente para asegurar uniones cerradas en todas sus aristas y todas sus caras.
- Coloque la primera capa de piedra hasta 30 centímetros de altura e inmediatamente coloque conectores de alambre internos que unan las caras opuestas de cada gavión. Se recomienda colocar conectores cada 30 centímetros de longitud de gavión. Coloque los tirantes uniendo las caras de los gaviones y los tirantes diagonales, conformando las esquinas.
- Coloque la segunda capa de 30 centímetros y nuevamente coloque conectores de alambre. Luego puede proceder a colocar la tercera capa.
- Utilice rocas de tamaños apropiados, de materiales duros, de acuerdo a los diseños. El tamaño de las piedras debe ser de 70 a 130 milímetros de diámetro para recubrimientos y de 100 a 300 milímetros para muros.
- Después de llenar los cajones con piedra, proceda a cerrar la tapa de los gaviones y coser todas las

aristas superiores incluyendo las aristas de los diafragmas, cosiendo todos y cada uno de los espacios del gavión alternando costuras sencillas y dobles.

- Cosa las unidades de gaviones unas con otras en sus caras verticales en todas sus aristas. Coloque las nuevas unidades vacías y cósalas unas con otras en todas sus aristas.

Porosidad y peso del gavión

Para calcular el peso del gavión se puede emplear una porosidad del cuarenta por ciento para enrocados angulosos. Gómez y Alvarez en investigaciones realizadas en la UIS obtuvieron para cantos redondeados pesos unitarios de 1.7 Ton/m³ equivalente a porosidad del 35%.

Los manuales de diseño de productores extranjeros especifican generalmente porosidades del 30%. El manual Bekaert, por ejemplo, recomienda utilizar pesos unitarios de 1.8 Ton/m³.

En la figura 7.11 se muestra el peso unitario de gaviones para porosidades y gravedades específicas diferentes.

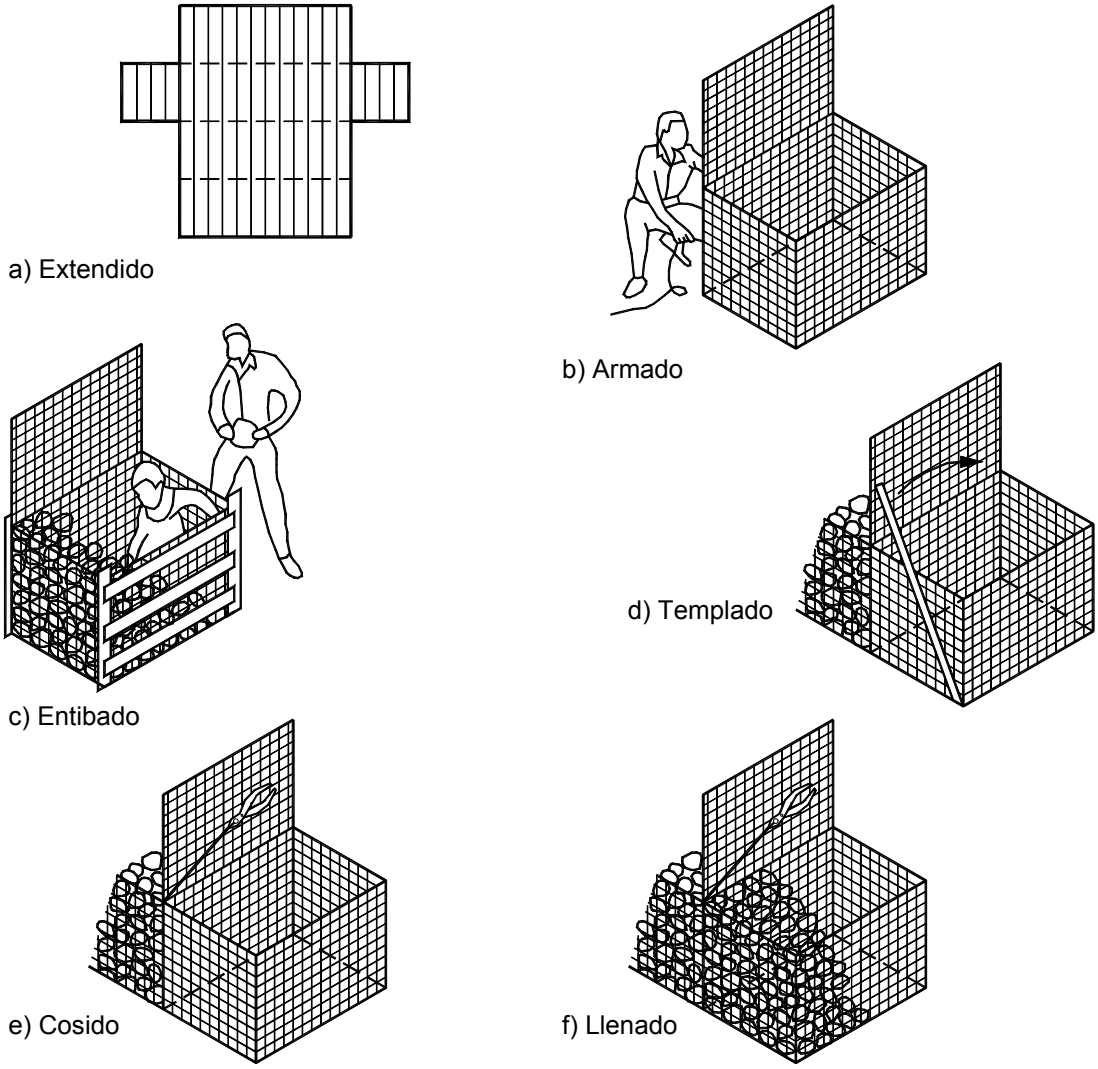


FIGURA 7.9 Armado del gavión de malla electrosoldada.

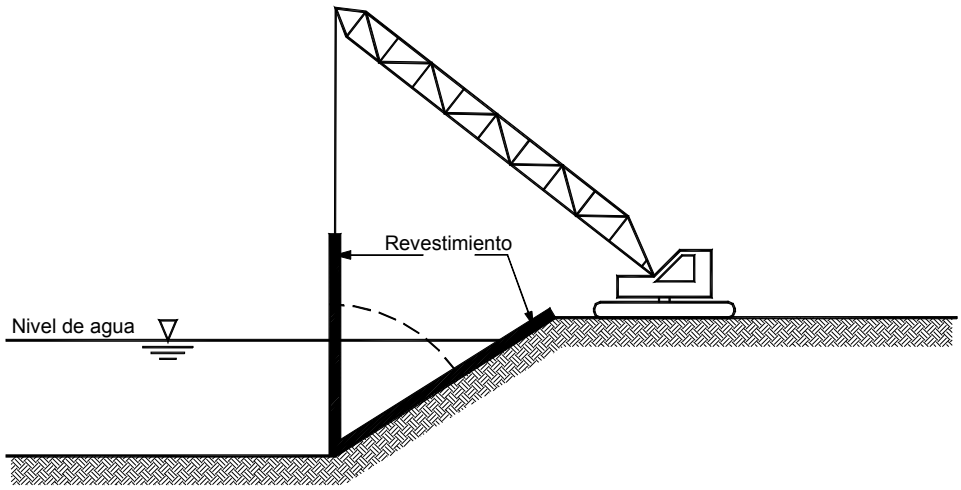


FIGURA 7.10 Sistema de colocación de revestimiento de gaviones plásticos bajo el nivel de agua.

Tamaño de canto	10 - 20 cm	15 - 20 cm	20 - 30 cm
n (porosidad)	0.25 a 0.30	0.30 a 0.35	0.35 a 0.40

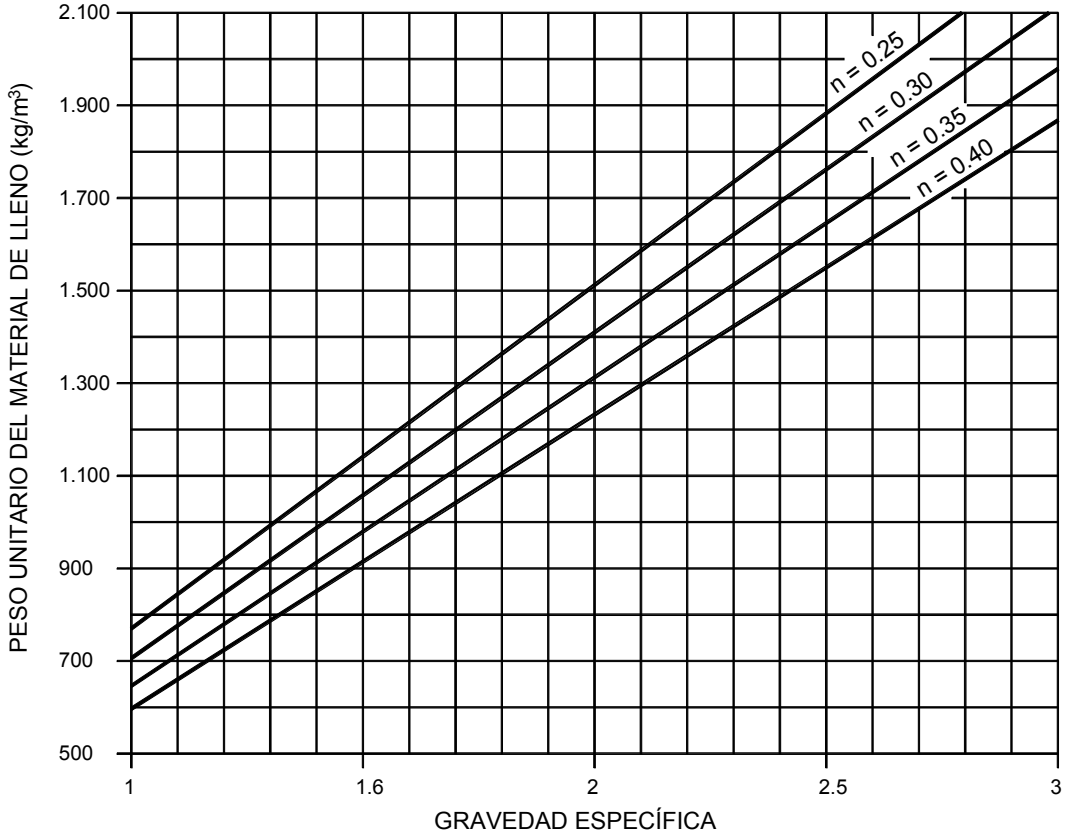


FIGURA 7.11 Peso unitario de los gaviones.

Tirantes y cosido

A medida que se colocan los cantos y a cada treinta centímetros aproximadamente, es conveniente disponer tirantes de alambres horizontales y de un diámetro adecuado (Bianchini recomienda el mismo diámetro de la malla); los cuales ayudan a mantener solidarias las caras opuestas, a fin de evitar la deformación por la presión del material que se retiene dentro del gavión en sentido longitudinal. También se colocan tirantes en sentido vertical similares a los tirantes empleados en los colchones caseros. Se recomienda que estos tirantes sean atados a las mallas por ligaduras que alcancen varios alambres (Figura 7.12).

Se utilizan además de los tirantes horizontales y verticales, unos diagonales especialmente en los gaviones que ocupan los extremos de cada hilada.

Para el cosido del gavión se emplean alambres de calibre BWG del 12 al 15. El manual BIANCHINI observa que para el cocido del gavión se gasta el 5% en peso de alambre con respecto al peso del alambre del gavión.

El factor mano de obra afecta en forma importante el costo del gavión. Bianchini estima una cantidad de personas de seis hombres para armar trece metros cúbicos de gavión en una jornada laboral de ocho horas, con piedra disponible al pie de la obra. La

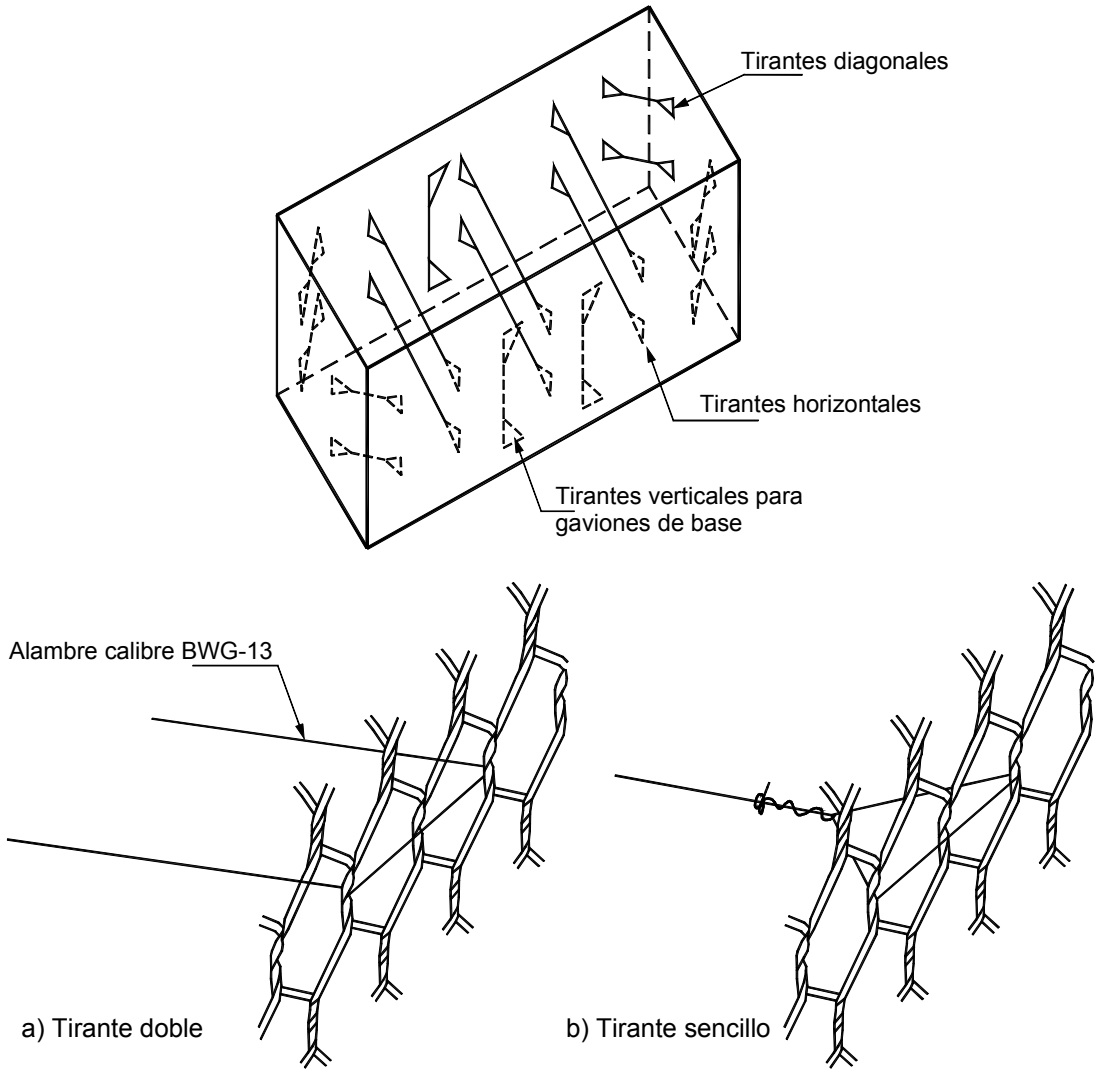


FIGURA 7.12 Clases de tirantes para gaviones.

eficiencia de los operarios variará en cada región de acuerdo a factores climáticos, sociológicos, culturales y de condiciones de trabajo.

Flexibilidad

La flexibilidad del gavión depende de:

1. Tipo de Malla
2. Calibre y Dimensiones
3. Tamaño de los cantos
4. Forma de los cantos
5. Número de Tirantes y separadores
6. Altura del gavión

La malla más flexible es la eslabonada seguida de la hexagonal o de torsión y la más rígida es la electrosoldada. Entre mayor sea el diámetro del alambre aumenta la rigidez.

El gavión con cantos más pequeños es más flexible que uno con cantos grandes. Los cantos angulosos dan más rigidez que los cantos redondeados. A mayor número de tirantes mayor rigidez.

Los gaviones de poca altura (10 a 50 centímetros) son más flexibles que los de un metro de altura.

El diseñador debe especificar los detalles de cada uno de los elementos enunciados para producir el elemento que se desea. Debe observarse que para muros de contención se especifica rigidez alta, mientras que en obras de control de erosión, sujetas a socavaciones fuertes se requiere gaviones muy flexibles.

Uniones entre unidades

Para las uniones se emplean alambres que varían entre el calibre BWG del 12 al 15, pero es común que su calibre no se especifique antes de la construcción, creándose cierta anarquía en su uso, por el desconocimiento que existe de la importancia de las uniones en el comportamiento general del gavión. La unión debe poseer una resistencia ligeramente inferior a la de la malla a fin de garantizar la resistencia del complejo, y al mismo tiempo impedir la rotura de la malla, haciendo de la unión el punto más débil.

Como una regla general el refuerzo de las uniones debe ser del setenta y cinco por ciento el de la malla. Existen dos tipos de unión:

1. Unión tejida. Cosiendo todos y cada uno de los espacios, alternando costuras sencillas y dobles.
2. Unión aislada independiente. Uniones cada espacio o alternando.

La unión aislada presenta mejores condiciones de resistencia pero se requiere un número tal de uniones que el refuerzo sumado de una cara sea el setenta y cinco por ciento del refuerzo de la malla. Los principales fabricantes de gaviones recomiendan las uniones tejidas.

7.3 ESPECIFICACIONES PARA GAVIONES

7.3.1 ESPECIFICACIONES MACCAFERRI

De acuerdo a la firma Maccaferri, los gaviones deben cumplir con las siguientes especificaciones

a) Descripción general

El gavión de tipo estándar deberá ser de fuerte galvanización en los tipos y en las medidas indicadas. Será fabricado con refuerzos de los bordes y malla del tipo de las medidas especificadas en los siguientes párrafos. El gavión puede ser dividido mediante diafragmas en celdas cuyo largo no deberá ser superior a una vez y media el ancho del gavión.

b) Malla

Las mallas deberán ser del tipo hexagonal a doble torsión y las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos tres medios giros. Las medidas de las mallas deberán ser de 8 x 10 centímetros.

c) Alambre

Todo el alambre empleado en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de amarre en el ensamblaje tendrá que ser conforme con las normas B.S.S. 1052/1942 «Mild Steel Wire» o bien el alambre deberá tener carga de ruptura media de 38-50 kg/mm^2, este dato es referido al alambre antes de la fabricación de la red.

El diámetro del alambre empleado en la fabricación de la red tendrá que ser de 2.7 ó 3.0 mm. (Escoger uno).

d) Estiramiento del alambre

La prueba sobre el alambre tiene que ser efectuada antes de la fabricación de la red sobre una muestra de 30 cms de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

e) Galvanización

Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de amarre, deberá ser galvanizado conforme con las normas B.S.S. 443/1969 «Galvanized Coating On Wire»,

La adherencia del Zinc al alambre deberá ser tal que después de haber envuelto el hilo seis veces alrededor de un mandril que tenga diámetro cuatro veces el del alambre, el revestimiento de Zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

f) Refuerzos de los bordes

Todos los bordes de los gaviones, incluidos los paneles laterales y los diafragmas, deberán ser reforzados mecánicamente de manera que puedan impedir que se deshile la red y poseer la misma resistencia de la malla. El alambre usado para reforzar los bordes deberá ser de diámetro mayor que el de la misma red, es decir:

- Para la malla tipo 8 x 10 con alambre de 3.0 mm de diámetro, el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.9 mm.
- Para la malla tipo 8 x 10 con alambre de 2.7 mm de diámetro, el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.4 mm.
- Para la malla tipo 8 x 10 con alambre de 2.4 mm de diámetro, el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.0 mm.

g) Dimensiones de los gaviones

Los gaviones de cuerpo tienen las siguientes medidas:

- Ancho = 1.00 m
- Largo = 2.00 m, 3.00 m ó 4.00 m
- Alto = 0.50 m ó 1.00 m.

h) Alambre de amarre

Se tendrá que proveer junto a los gaviones, una cantidad de alambre de amarre que permita efectuar todas las operaciones de amarre durante la construcción de la obra. La cantidad de hilo de amarre es aproximadamente el 5% del peso de los gaviones.

El diámetro del alambre de amarre será de:

- 2.4 mm para los gaviones con alambre de 3.0 mm de diámetro
- 2.2 mm para los gaviones con alambre de 2.7 mm de diámetro
- 2.2 mm para los gaviones con alambre de 2.4 mm de diámetro.

i) Diafragmas

Si solicitado, los gaviones podrán ser divididos en el interior mediante la inserción de los diafragmas que formarán celdas de largo superior a una vez y media el ancho del gavión.

j) Tolerancias

Alambre
Se admite una tolerancia de ± 2.5% sobre el diámetro de los alambres arriba citados (BSS 1052-42); de consecuencia el peso del gavión está sujeto a una tolerancia de ±5% (que corresponde a una tolerancia menor del 2.5% referido al diámetro de los alambres).

Gaviones
Se admite una tolerancia de ± 5% sobre el ancho y alto de gaviones y una tolerancia de ± 3% sobre el largo.

7.3.2 ESPECIFICACIONES INVIAS – COLOMBIA

El Instituto Nacional de Vías de Colombia presenta la especificación 681-96 en la siguiente forma:

Canastas metálicas

Las canastas metálicas estarán formadas de alambre de hierro galvanizado de triple torsión, con huecos hexagonales de abertura no mayor de diez centímetros (10 cm). El alambre deberá ajustarse a la norma ASTM A-116 o a la ASTM A-856.

Se utilizará alambre galvanizado de diámetro superior a dos milímetros (2 mm), excepto en las aristas y los bordes del gavión que estarán formados por alambres galvanizados cuyo diámetro será, como mínimo, un veinticinco por ciento (25 %) mayor que el del enrejado. La forma y dimensiones de las canastas serán las señaladas en los planos y las especificaciones particulares del proyecto.

Material de relleno

Podrá consistir de canto rodado, material de cantera o material de desecho adecuado, teniendo cuidado de no utilizar materiales que se desintegren por la exposición al agua o a la intemperie, que contengan óxido de hierro con excesiva alcalinidad con compuestos salinos, cuya composición pueda atacar el alambre de la canasta.

El peso unitario del material deberá ser, cuando menos, de un mil doscientos cincuenta kilogramos por metro cúbico (1250 kg/m^3).

Deberá cumplir, además, los siguientes requisitos:

Granulometría
El tamaño mínimo de las piedras deberá ser, por lo menos, treinta milímetros (30 mm) mayor que las aberturas de la malla de la canasta.

Resistencia a la abrasión
El desgaste del material al ser sometido a ensayo en la máquina de Los Angeles, según la norma INV E-219, deberá ser inferior a cincuenta por ciento (50%).

Absorción
Su capacidad de absorción de agua será inferior al dos por ciento (2%) en peso. Para determinarla, se fragmentará una muestra representativa de las piedras y se ensayará de acuerdo con la norma INV E-223.

Conformación de la superficie de apoyo

Cuando los gaviones requieran una base firme y lisa para apoyarse, ésta podrá consistir en una simple adecuación del terreno o una cimentación diseñada y construida de acuerdo con los detalles de los planos del proyecto.

Colocación de las canastas

Cada canasta deberá ser armada en el sitio de la obra, acuerdo con el detalle de los planos del proyecto. Su forma prismática se establecerá con ayuda de palancas u otro medio aceptado por el Interventor.

Relleno

El material de relleno de colocará dentro de la canasta manualmente, de manera que las partículas de menor tamaño queden hacia el centro de ella y las más grandes junto a la malla. Se procurará durante la colocación, que el material quede con la menor cantidad posible de vacíos. Si durante el llenado las canastas pierden su forma, se deberá retirar el material colocado, reparar y reforzar las canastas y volver a colocar el relleno.

Costura y anclaje

Cuando la canasta esté llena, deberá ser cosida y anclada a las canastas adyacentes, con alambre igual al utilizado en la elaboración de éstas.

7.4 MUROS EN GAVIONES

Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica standard de la Ingeniería civil. Debe tenerse en cuenta de manera muy especial el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de

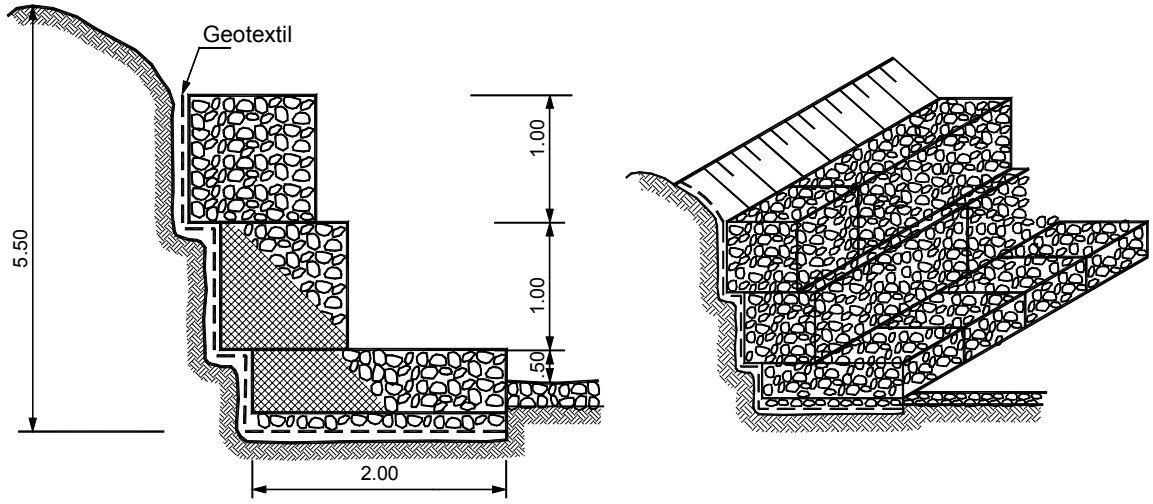


FIGURA 7.13 Muros en gaviones.

gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales. El muro puede flectarse sin necesidad de que ocurra su volcamiento o deslizamiento y es común encontrar deflecciones hasta el 5% de la altura.

La diversidad de empleo de diversas mallas permite escoger un rango de rigidez o flexibilidad en el muro así:

Si se desea un muro rígido debe emplearse malla electrosoldada, rellenar el gavión con cantos grandes angulosos y colocar una buena cantidad de tirantes de rigidez.

La malla de triple o doble torsión permite una mayor flexibilidad que la malla electrosoldada. Igualmente la utilización de cantos redondeados permite una mayor deformación de la estructura del muro.

Las mallas eslabonadas simples no se deben utilizar cuando se requiere que el muro no sufra deformaciones importantes.

Tipos de muro

Los muros en gaviones funcionan como muros de gravedad y se diseñan de acuerdo a los criterios de la mecánica de suelos para muros.

Para efectos de diseño de los muros se tendrán en cuenta tres tipos de muro:

a) Muro integral en gaviones

En este caso la única fuerza de gravedad resistente es la del volumen de los gaviones.

b) Muro inclinado

En los muros inclinados el momento de la fuerza de gravedad es mayor en contra del sentido de rotación del movimiento, lo cual representa un aporte adicional a la estabilidad.

c) Muro con tierra de relleno

En este tipo de muro aparece una fuerza adicional debida al peso del relleno sobre él.

d) Muro de recubrimiento

Los gaviones actúan como elemento de confinamiento y la contención es realizada por el peso combinado de los gaviones y el suelo. Este tipo de muro requiere que el talud sea totalmente estable sin el muro.

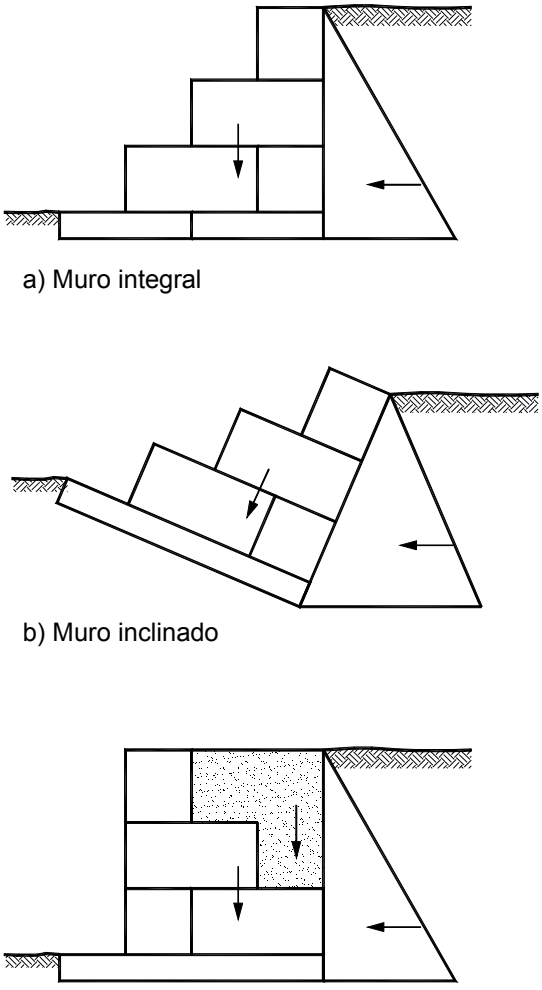


FIGURA 7.14 Esquemas generales de tipos de muro.

Para todos los casos enumerados anteriormente se sigue el sistema tradicional de diseño, de acuerdo a la mecánica de suelos. Se recomienda consultar el libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales (Suárez, 1998).

e) Muro de tierra reforzada (tipo Terramesh)

En este muro se construye una pantalla superficial en gaviones rellenos de piedra y el relleno detrás del muro se refuerza utilizando malla similar a la utilizada para la elaboración de los gaviones. El sistema Terramesh es una marca registrada de la firma Maccaferri.

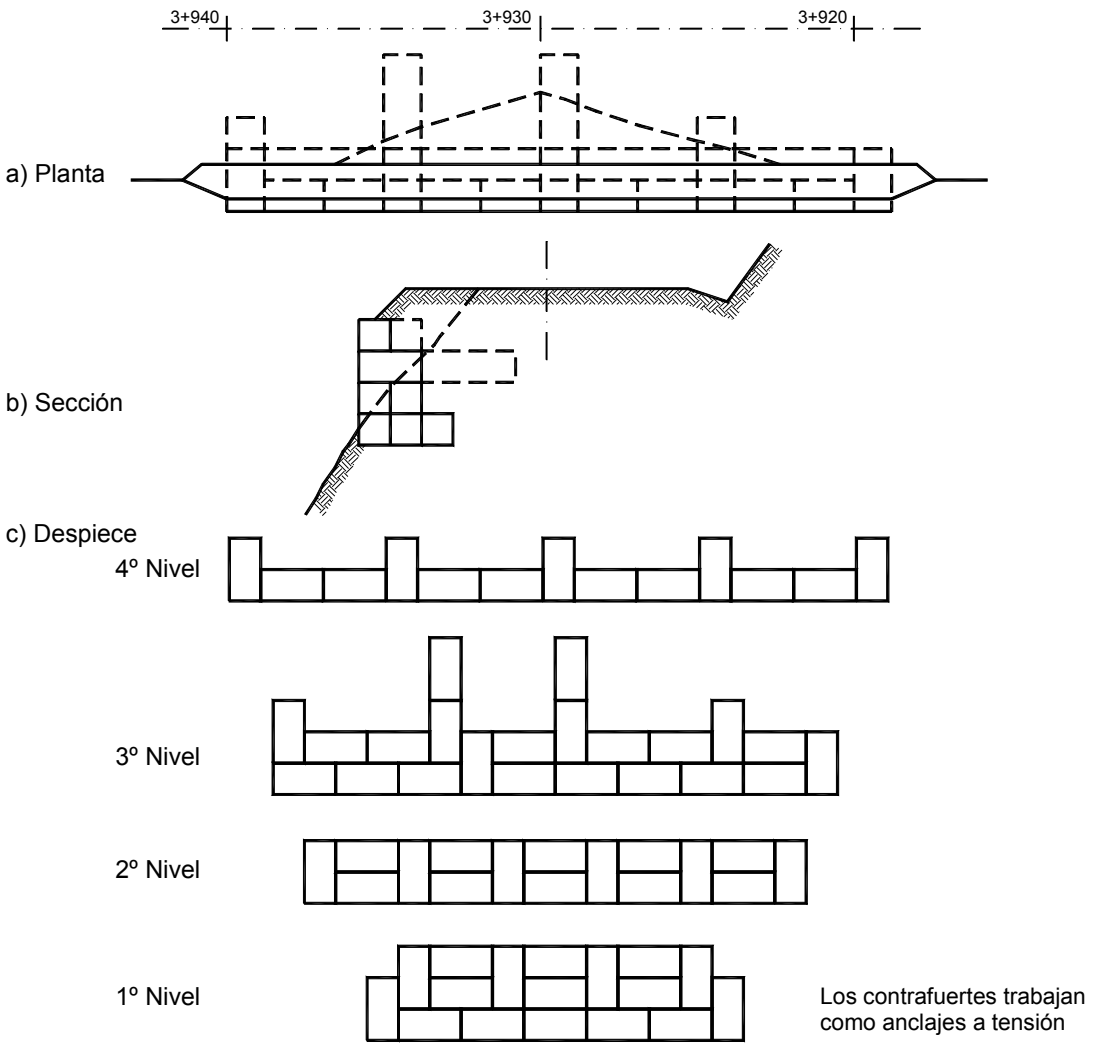


FIGURA 7.15 Muros en gaviones con contrafuertes.

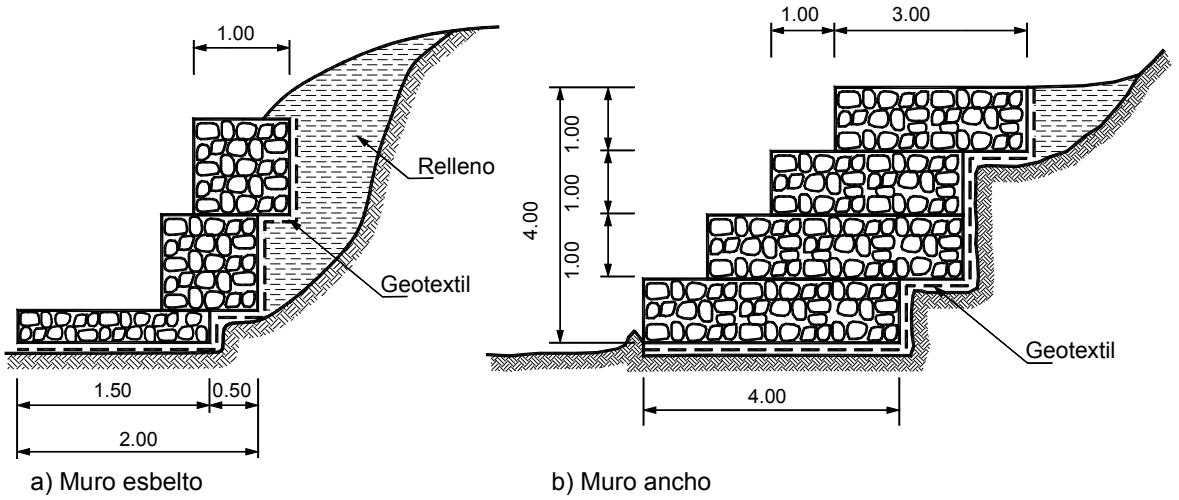


FIGURA 7.16 Diseños típicos de muros en gaviones.

El empleo de manuales

En los manuales comerciales de gaviones se recomienda secciones típicas de muros, los cuales son útiles para muros poco altos (menos de 5 metros de altura); sin embargo se ha encontrado en varios casos la ocurrencia de sobrediseños, los cuales repercuten en un porcentaje muy importante sobre el costo de la obra. Por otro lado investigaciones realizadas en la Universidad Nacional de Colombia revelan que "A partir de cinco metros de altura las secciones transversales dadas en varios manuales pueden ser riesgosas y en ocasiones ha sido necesario incrementar el ancho de la base para lograr márgenes de seguridad aceptables".

También es dudoso en algunos casos eliminar varios gaviones del interior del muro, pues está disminuyendo la solidez, trabazón, peso y otros factores necesarios para que el muro resista exitosamente los empujes de tierra.

Por lo tanto, no es recomendable el empleo de secciones standard que no tienen en cuenta las condiciones locales del suelo. El diseño de Ingeniería no puede sustituirse por manuales empíricos.

Fricción suelo - muro

Baquero Barbosa y Pabón afirman que debido a que las superficies de un gavión son bastante rugosas y el suelo de la fundación penetra en los intersticios de las piedras se puede asumir un coeficiente de fricción F entre la base de un muro de gaviones y un suelo no cohesivo igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo.

Sin embargo las experiencias obtenidas revelan que en suelos duros no existe esa penetración de suelo y es prudente emplear un coeficiente de fricción aproximadamente igual a la Tan ¾ f, donde f es el valor del ángulo de fricción interna del suelo. Para suelos cohesivos se pueden emplear cohesiones cercanas a ½ C_u.

En el caso de colocación de un relleno granular como base del gavión, debe asumirse el valor de los parámetros correspondientes de éste material de base. Las presiones de tierra se recomienda calcularlas empleando la teoría de Coulomb (1776) para paredes de gran rugosidad.

Contrafuertes o anclajes

Para muros altos (más de seis metros) puede acudirse a la construcción de contrafuertes en varios niveles. Estos contrafuertes podrían suponerse que trabajan la fricción como anclajes; teniendo como base una resistencia máxima igual a la resistencia a la tensión de la malla y/o de las uniones entre unidades.

Debe tenerse en cuenta que se requiere chequear la estabilidad del talud respectivo contra deslizamiento. En un muro en gaviones los alambres pueden diseñarse a tensión en forma similar a una estructura de hormigón o de tierra armada. Pero se debe ser prudente asumiendo factores altos de seguridad.

En muros de gran altura cuando se deseen secciones más esbeltas, podría hacerse un análisis a flexión en las direcciones tanto horizontal como vertical, aunque la prudencia aconseja tomar factores de seguridad altos, teniendo en cuenta las debilidades de ciertas uniones y mallas. Debe tenerse en cuenta además, que al no ser muro rígido se pueden esperar deflexiones grandes que aunque no representan una falla del muro, sí dan mal aspecto a la obra.

Cimentaciones de muros

La profundidad de cimentaciones de un muro en gaviones debe ser tal que la erosión o socavación posibles en el pie del muro no permitan que se descubra el piso de fundación.

Es costumbre emplear una profundidad de cincuenta centímetros pero en algunos casos es recomendable aumentarle a un metro de profundidad o más, dependiendo de la garantía que ofrezca el piso de cimentación en lo referente a erosión por acción del agua u otro agente mecánico.

En lo referente a capacidad de soporte y asentamientos, la flexibilidad de los elementos en gaviones permite emplear valores más altos que los empleados en estructuras de concreto y similares a los empleados para soporte de terraplenes. Se recomienda en estos casos realizar un estudio de suelos para determinar parámetros de resistencia y comprensibilidad y calcular las capacidades del suelo y los asentamientos, empleando las teorías tradicionales de la mecánica de suelos.

Filtros para gaviones

En la parte posterior de muros y bases de cimentación, y cuando exista la posibilidad de presencia de corrientes de agua de un gavión debe proveerse de un elemento protector, tipo filtro que impida la erosión de los suelos en contacto con el gavión. En varios países se han empleado con éxito las telas filtrantes de polipropileno o geotextiles envolviendo materiales gruesos de filtro o filtros compuestos con geotextil y geomallas.

En todos los casos en el contacto entre los gaviones y el suelo debe colocarse un separador filtrante.

Muros para protección de riberas

Un muro de ribera está conformado por un colchón de cimentación, el cual debe proyectarse hacia el río a fin de evitar la socavación del muro propiamente dicho, el cual se apoya sobre éste manto de protección. El muro en sí está compuesto generalmente por unidades de un metro de altura amarrados a la cimentación.

El diseño de estabilidad del muro en gaviones se realiza de la misma forma que un muro convencional pero debe realizarse además, el cálculo de socavaciones para determinar la profundidad de cimentación y/o la longitud del colchón de cimentación. Debajo del colchón debe colocarse un filtro o una tela permeable de polipropileno. Si se desea gran rugosidad debe emplearse cantos hasta de 20 centímetros de diámetro proyectando una colocación que produzca un gavión compacto y pesado.

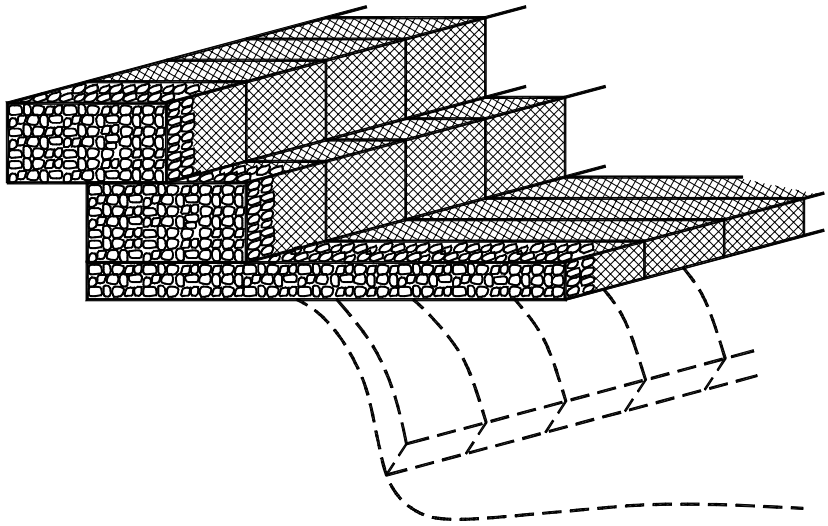


FIGURA 7.17 Muros en gaviones para protección de orillas de corrientes.

7.5 REVESTIMIENTO CON GAVIONES

Los revestimientos elaborados con gaviones consisten por lo general de un colchón dentro del agua y de una serie de gaviones de poco espesor colocados sobre la ribera. Esta debe cubrir la ribera hasta el nivel de aguas máximas. Se emplean gaviones de 15 a cincuenta centímetros de espesor con cantos pequeños. Si existen curvas muy fuertes o caudales grandes, pueden requerirse espigones para alejar las corrientes de la orilla.

El espesor de la capa de gaviones debe ser al menos de un espesor igual a dos veces el espesor de los cantos empleados. Debajo del gavión se requiere colocar una capa de filtro de transición o una tela permeable de polipropileno (geotextil no tejido), a fin de evitar la erosión de los materiales debajo del gavión.

Normalmente una capa de treinta centímetros de gaviones es suficiente para taludes de pendiente no superior a 2H : 1V (26º 30'), siempre y cuando no haya afloramiento de agua ni causas para la inestabilidad profunda del talud.

Para mejorar la estabilidad del sistema se recomienda construir contrafuertes enterrados en gaviones espaciados mínimo cada 10 metros.

El espaciamiento de los contrafuertes depende de la naturaleza del talud y puede variar entre tres y siete metros. Si el talud es inferior a 2H : 1V se emplean gaviones de 0.30 de espesor y si es mayor, gaviones de 0.50 (talud 1:1) hasta de un metro en taludes superiores a 1H:1V. Para taludes muy largos debe

aumentarse el espesor del gavión en el pie, en tal forma que su cimentación sea capaz de resistir la fuerza lateral de revestimiento.

La rugosidad de la superficie del gavión permite la disipación de la energía de las olas. Para sitios con oleaje se pueden emplear revestimiento de gaviones de treinta a cincuenta centímetros de espesor.

Revestimiento de canales

1. Tipo de revestimiento

Se considera importante distinguir entre las siguientes:

a) Revestimiento en Seco

b) Revestimiento bajo agua

c) Revestimiento impermeabilizado.

Los revestimientos en seco se colocan en taludes que varían en 1:15 a 1:2, de acuerdo a la calidad del suelo.

El revestimiento de la ribera debe ser lo suficientemente resistente para soportar el ataque del agua. Debe estar lo suficientemente bien cimentada para impedir la socavación y lo suficientemente flexible para conformar los cambios posibles en el cauce.

Colchones de cimentación

Para evitar la socavación debajo de un cuerpo de una estructura, algunos ingenieros emplean el voladizo o colchón, que consiste en una ampliación lateral de la base de fundación hasta una longitud de dos veces la profundidad de las socavaciones calculadas. Este voladizo debe hacerse con cantos

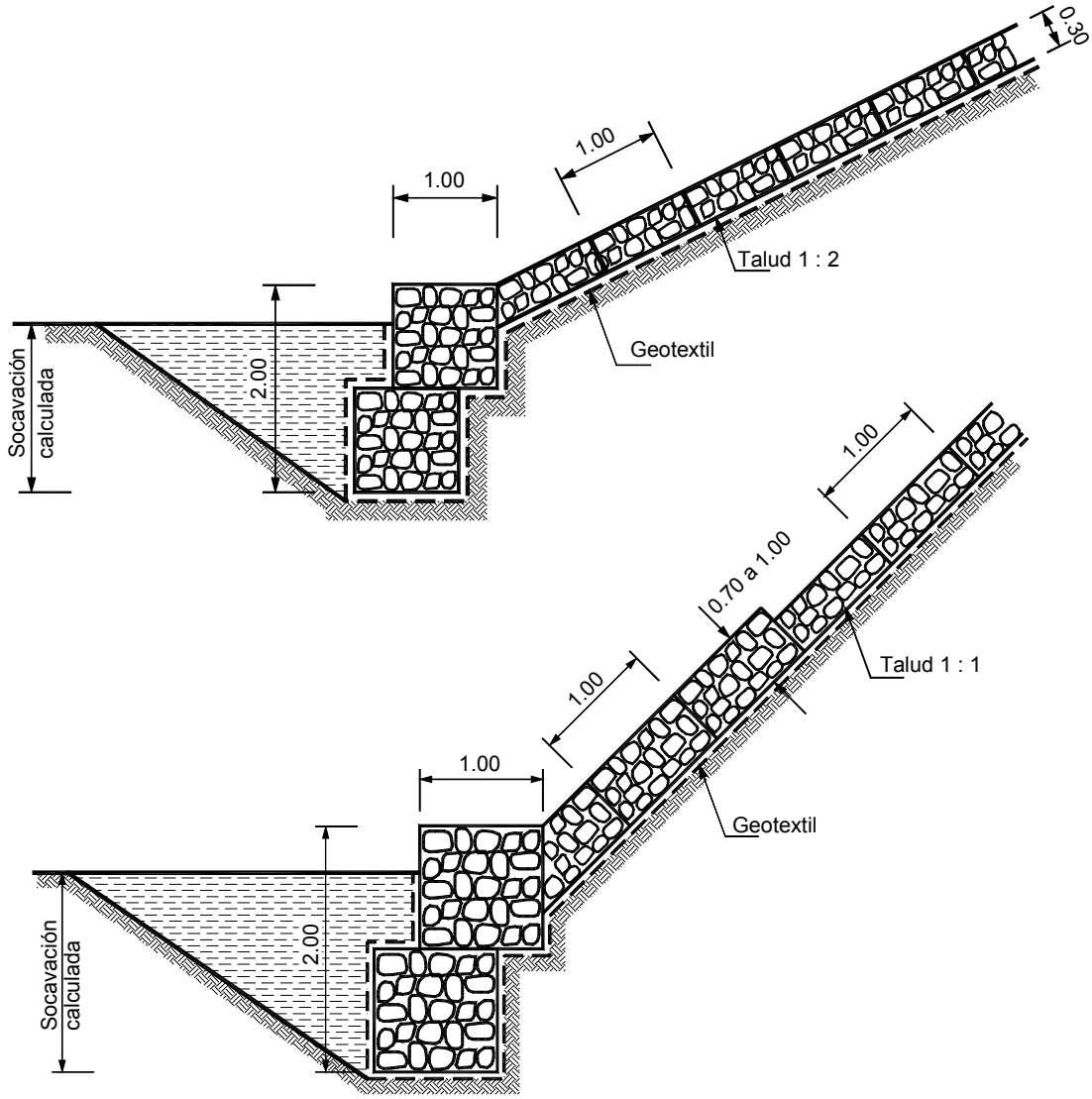


FIGURA 7.18 Protección de taludes.

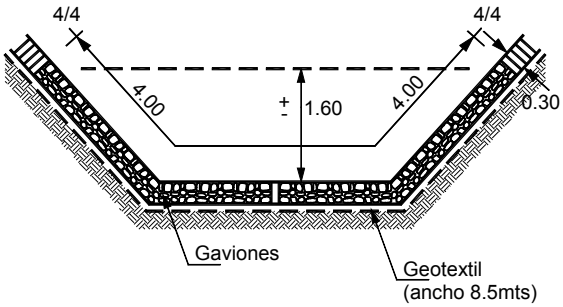


FIGURA 7.19 Recubrimiento de canales.

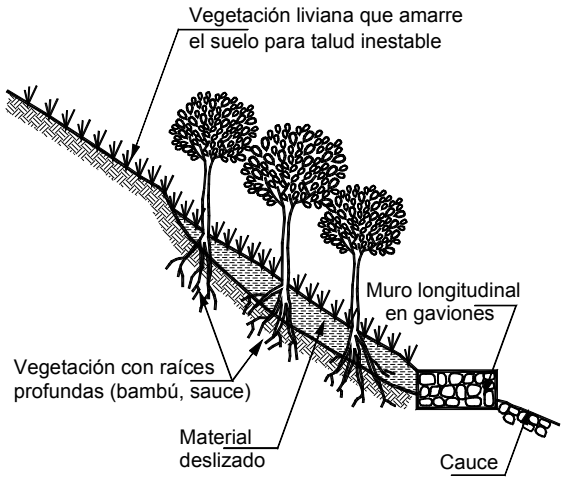


FIGURA 7.20 Muro en gaviones y vegetación.

pequeños y de poco espesor (treinta a cincuenta centímetros), para asegurar una flexibilidad alta que permita el acomodamiento del voladizo al cauce socavado. Este voladizo quedará enterrado al producirse el proceso de sedimentación del cauce al final de la avenida. El relleno del voladizo o colchón debe contener cantos de ocho a doce centímetros de diámetro para facilitar su deflexión sin ruptura. Si ocurre socavación el gavión se adherirá a la superficie del terreno hasta que cesa la erosión. En ningún caso deben emplearse espesores de gavión inferiores a quince centímetros.

Espesores de revestimiento

El espesor del revestimiento varía con el gradiente y la velocidad de la corriente de acuerdo a la tabla 7.4.

TABLA 7.4 Espesor de revestimiento de canales en gaviones.

Velocidad en m/seg	Espesor en metros
0.9 a 1.8	0.15
1.8 a 3.6	0.15 a 0.25
3.6 a 4.5	0.25 a 0.30
4.5 a 5.4	0.30 a 0.50

Si existe la posibilidad de pequeños deslizamientos, se debe emplear gaviones de espesor mayor de 0.50.

Los revestimientos que se colocan bajo el agua tienen dificultades de colocación y se recomienda armarlos sobre remolcadores acuáticos e irlos desplazando hasta el sitio definitivo.

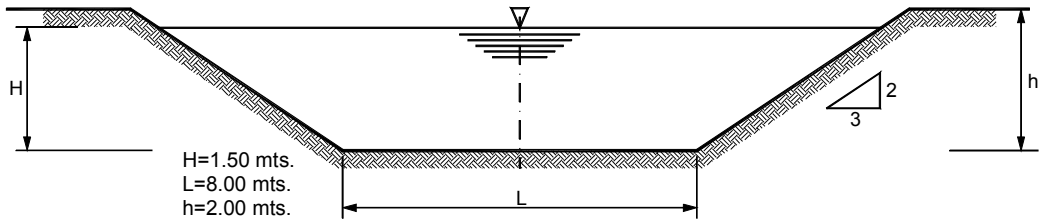
En los últimos años se está popularizando los recubrimientos en colchonetas de gaviones revegetalizadas. En el capítulo 9 se explica a detalle esta tecnología.

TABLA 7.5 Espesor de recubrimiento de gaviones rellenos y cubiertos de asfalto.

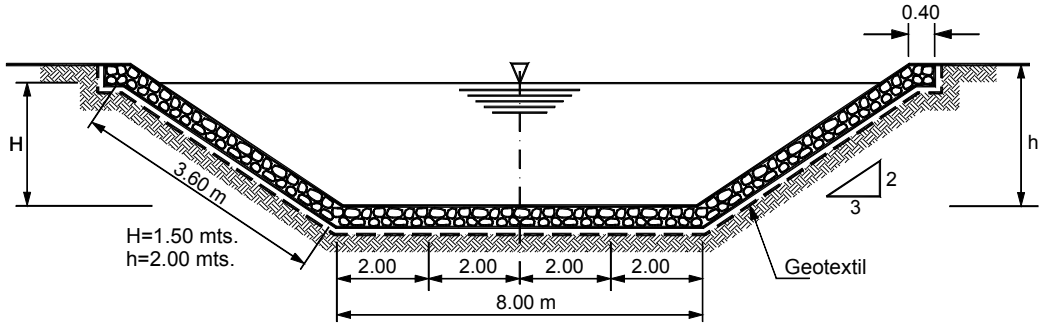
Velocidad de la corriente (m/seg)	Espesor (m)
1.5 a 2.5	0.15
2.5 a 4.5	0.15 a 0.25
4.5 a 6.0	0.25 a 0.30
6 a 7	0.30 a 0.50

TABLA 7.6 Coeficientes de rugosidad (canales revestidos)

Paredes del Canal	n
Gaviones rellenos de arena asfalto – superficie lisa.	0.0158 a 0.0172
Gaviones rellenos de arena asfalto – superficie algo rugosa.	0.0200
Gaviones no rellenos	0.0222 a 0.0270
Sin recubrimiento (cauce irregular)	0.270 a 0.0303



a) Canal original



b) Diseño de protección

FIGURA 7.21 Ejemplo de diseño de protección de un canal con gaviones.

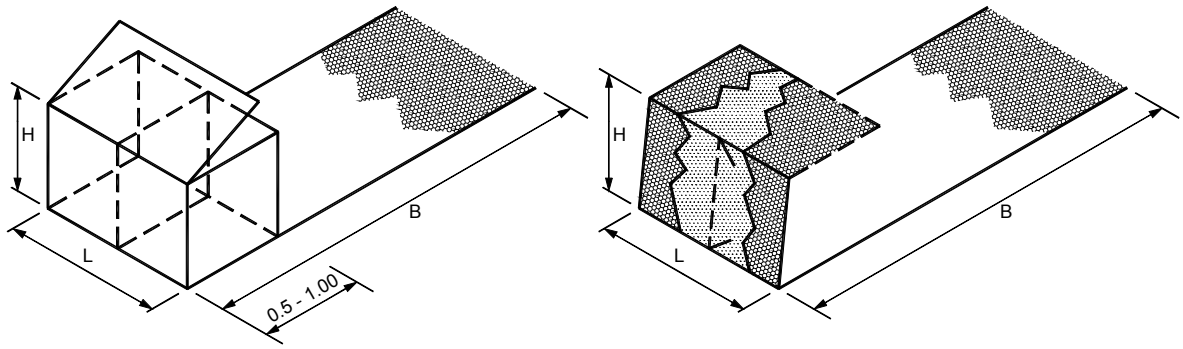
En Europa se emplean capas de arena - asfalto para recubrimiento de los gaviones; disminuyendo la permeabilidad, la erosión bajo el revestimiento y protegiendo contra la corrosión y abrasión (Tabla 7.5). La mezcla preparada en proporción a 1:5 a 1:4 se coloca a una temperatura aproximada a 150º C.

Esta capa puede colocarse bajo el agua hasta una altura de agua de 2.0 metros. Para más de dos metros se requiere una conducción del asfalto bajo el agua. Las mezclas se preparan en compartimientos en tierra y luego se vierten, empleando sistemas convencionales. Existen además equipos para colocación de revestimientos bajo el agua.

7.6 TIERRA REFORZADA CON GAVIONES

El sistema de tierra reforzada con gaviones utiliza una pantalla exterior al muro en gaviones, la cual se encuentra unida a un relleno de tierra reforzada cuyos refuerzos están construidos utilizando malla para gaviones. El sistema fue registrado por Maccaferri con el nombre de Terramesh.

La primera estructura documentada que presenta una combinación de gaviones y tierra reforzada fue construido en Malasia en 1979. Un revestimiento vertical de gaviones fue anclado al suelo por medio de tirantes de acero. Maccaferri optimizó esta solución remplazando los tirantes por malla de doble torsión. Esta malla tiene como ventaja su gran adherencia al suelo del relleno. Maccaferri recomienda la utilización de malla metálica hexagonal de doble torsión galvanizada y revestida en PVC. Maccaferri utiliza malla hexagonal de escuadría 8 x 10 y resistencia a la tracción de 45 kN/m.



a) Sistema terramesh ®

a) Sistema terramesh ® borde reforzado

FIGURA 7.22 Sistema de tierra reforzada utilizando mallas de gaviones (Maccaferri 1995).

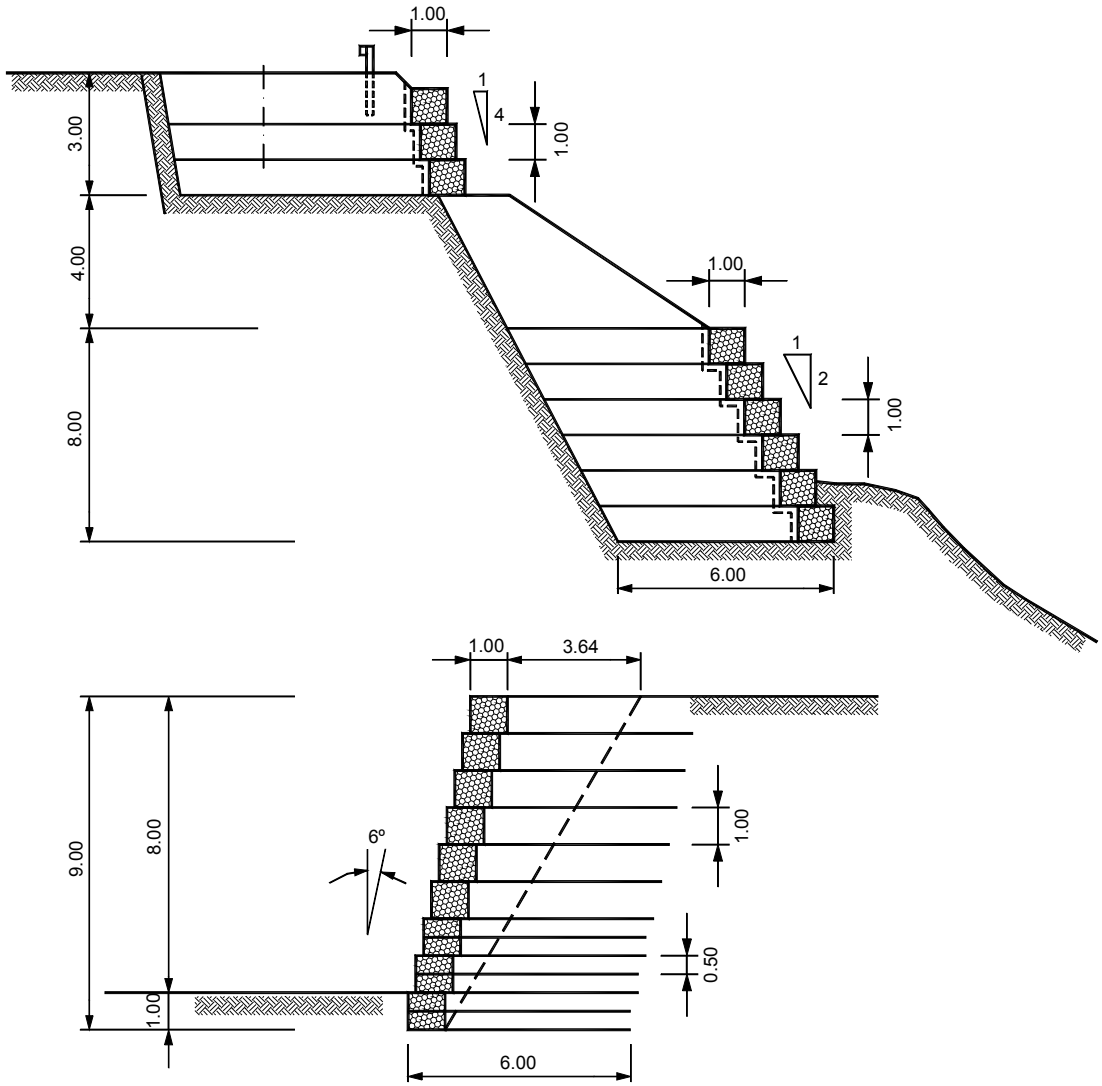


FIGURA 7.23 Esquema de un diseño de gaviones de tierra reforzada sistema Terramesh (Maccaferri 1995).

El relleno estructural debe ser constituido por suelo granular permeable y resistente y con alto ángulo de fricción. La compactación del relleno se efectúa empleando las técnicas tradicionales. El diseño de estas estructuras se realiza utilizando la tecnología de tierra reforzada, realizando cálculos y análisis de estabilidad interna y externa.

REFERENCIAS

A. Bianchini ingenieros S.A. (1959)»Defensas fluviales con gaviones metálicos».

A. Bianchini ingenieros S.A. (1960) «Empleo de los gaviones metálicos en la construcción de carreteras - Barcelona.

Agostini R. Bizarri A., Masetti M. (1981)»Flexible structures in river and stream training works». Maccaferri Bologna.

Angulo C. (1981) "La erosión y su control en la meseta de Bucaramanga". IV Conferencia regional de Geotecnia. Barranquilla.

Baquero, Barbosa, Pabón. (1981) Proyecto de grado. «Comportamiento de Gaviones». Universidad Nacional de Colombia.

Bekaert Gabions (1960) - Manual de uso.

Bessa José (1973)»Aplicacao de gabioes en obras hidraulicas no estado de Santa Catalina». VII Congreso Brasileiro de engenharia sanitaria Salvador Brazil.

Coates R. Donald (1981) «Environmental Geology - Wiley - New York - p. 433-441.

Cramsa (1977) "Control de erosion de Guacas-Manizales. I Conferencia regional de geotecnia del oriente colombiano.

Croskey T.S. (1994). "Flexible revetment applications of polymer geogrid". IECA. Proceedings of Conference XXV. Reno Nevada. P 219-226.

Filesa S.A.. (1992) Manuales de Ventas y Comunicaciones personales. Medellín

García M. (1980) «Socavación de cimentaciones de puentes». II Jornadas Geotécnicas S.C.I.

Gómez J. Y Alvarez R. (1977) «Comportamiento de las estructuras en Gaviones». Proyecto de grado. UIS .

Jaimes F. (1977) «Los gaviones y el control de erosion». I Conferencia Regional de Geotecnia del Oriente Colombiano - Bucaramanga.

Maccaferri Gabions (1970) «Instructions for assembly and erection».

Maccaferri Gabions (1970) "The Gabion Principle".

Maccaferri gabions (1995) "Sistema Galmac" Maccaferri gaviones de Argentina S.A.

Maccaferri (1995) " Sistema Terramesh , Una solución para el refuerzo de los terrenos" Maccaferri Gabioes do Brasil.

McCullah J. (2000) "Erosion draw 3.0". (CD)

Manrique F. (1977) "Principios fundamentales para el diseño de obras de corrección en corrientes naturales". III Conferencia de Geotecnia.

Maza José A. (1967) 'Erosión del cauce de un río».

Merkblatter (1970) «Stahldraht und Stahldrahtgeflecht im wasserbau.

Modular Gabion Systems (2001) "Características generales de los gaviones modulares". Houston.

Ortega L., Castellanos O. (1981) «Obras Hidráulicas para fijar el curso de un río». Proyecto de grado UIS.

Schlosser F. (1978) «Research on reinforced earth», Mechanism, Behaviour and design methods, Primer Seminario Colombiano de Geotécnia, Bogotá.

Secretaria de Obras Públicas de Antioquia (1974) "Gaviones metálicos", Medellín.

CAPÍTULO 8

La Vegetación

INTRODUCCIÓN

La vegetación incluyendo árboles, arbustos, hierbas y pastos representan la mejor protección contra la erosión. Las observaciones de los taludes naturales muestra que estos son más estables con vegetación que sin ella; Sin embargo, no existe claridad suficiente sobre los procedimientos de diseño de esta cobertura vegetal, especialmente en lo referente al efecto de las raíces de pastos, hierbas y árboles. La remoción de la cobertura vegetal expone el suelo a la acción de la lluvia, la escorrentía y el viento, facilitando la erosión. La vegetación es multifuncional, relativamente económica, se auto repara, es visualmente atractiva y no requiere generalmente, de equipos pesados o complejos para su instalación. Sin embargo, hay ciertas limitaciones como la susceptibilidad a las quemas y sequías, la dificultad de establecimiento en taludes de alta pendiente y la imposibilidad de resistir fuerzas de socavación o acción del oleaje, así como su lentitud de germinación y crecimiento (Abramson, 1996).

Aunque la utilización de obras de bio-ingeniería es muy popular, no siempre son efectivas para resolver los problemas de erosión. Las fallas de estructuras de bio-ingeniería generalmente no han tenido la publicidad que han tenido los éxitos y existe la tendencia a sobre-estimar la capacidad de la vegetación.

El uso de la vegetación en obras de ingeniería civil requiere no solamente conocimientos de ingeniería sino también información relativa a las propiedades de las plantas, su estructura, altura, grosor y rigidez de los tallos, profundidad, densidad y distribución de las raíces, aptitud para el régimen climático del sitio, interacción con el agua y el suelo, resistencia a la sumergencia al pisoteo y a la quema, resistencia a la tensión, etc. No se puede diseñar un sistema de protección vegetal sin la cooperación de un especialista en plantas o por lo menos sin su consejo. Esta cooperación se requiere para seleccionar el sistema de plantas a utilizar y el sistema apropiado de siembra, crecimiento y conservación.

La utilización de elementos vivos en ingeniería civil es más difícil de manejar que las obras de concreto o tierra, debido a que se tiene menos experiencia en ellas, y no existen modelos matemáticos para su análisis.

Existe el convencimiento de que la vegetación es un elemento muy efectivo en el control de la erosión, la dificultad se presenta cuando se ha eliminado la vegetación y se desea recuperar la situación inicial revegetalizando. Generalmente la vegetación original con su biodiversidad es una protección mucho más eficiente que la vegetación diseñada y colocada sobre el suelo desnudo y recuperar la vegetación sobre un suelo inerte requiere diseñar y construir un sistema de recuperación complejo y con muchas variables.

La vegetación debe considerarse como un material de Ingeniería, y por lo tanto se deben establecer especificaciones consistentes y monitoreables que permitan verificar la calidad de ejecución de la obra.

8.1. EFECTOS DE LA VEGETACIÓN

La forma como la vegetación ayuda en el control de la erosión incluye diversos factores así:

8.1.1 EFECTOS HIDROLÓGICOS

1. Intercepción de las gotas de lluvia

El follaje intercepta la lluvia impidiendo el impacto directo sobre el suelo y amortiguando la energía de las gotas.

La intercepción varía dependiendo del tipo de vegetación y la intensidad de la lluvia de acuerdo a la siguiente expresión:

$$IC = Lluvia \ .CF$$

Donde:

CF = Porcentaje de área cubierta por el follaje.

Dependiendo de la intensidad de la lluvia y del cubrimiento y tipo de vegetación en un bosque tropical, puede interceptarse hasta un 60% del total de la lluvia anual.

Parte de la lluvia interceptada es retenida y evaporada y parte alcanza finalmente la tierra por goteo o por flujo sobre las hojas y troncos. Es importante determinar el tiempo entre la lluvia y el goteo para analizar el efecto hidrológico de cada tipo de vegetación.

2. Retención del agua

La retención de agua en el follaje demora o modifica el ciclo hidrológico en el momento de una lluvia. Este fenómeno disminuye la rata de agua de escorrentía, disminuyendo su poder erosivo pero puede aumentar la rata de infiltración. La retención de agua en el follaje depende del tipo de vegetación, sus características y la intensidad de la lluvia.

Los árboles de mayor volumen o densidad de follaje, retrasan más el ciclo hidrológico en razón a que retienen por mayor tiempo las gotas de lluvia.

En el caso de las lluvias muy intensas la retención de agua es mínima, pero en el caso de lluvias moderadas a ligeras, la retención puede ser hasta de un 30%, dependiendo de las características de la vegetación. Rice y Krames (1970), sugirieron que el clima determina el efecto relativo de la vegetación para prevenir deslizamientos en los climas en los cuales la precipitación es muy grande, el efecto de la cobertura vegetal sobre la estabilidad es mínimo y en áreas de clima árido la cobertura vegetal puede afectar en forma significativa la ocurrencia de deslizamientos.

3. Evapotranspiración

Las raíces absorben humedad del suelo, la cual es transmitida a la atmósfera por evapotranspiración. La evapotranspiración incluye el efecto combinado de evaporación de la humedad de la corteza terrestre por extracción, a través de las raíces y la transpiración por el follaje.

Su efecto es una disminución de la humedad en el suelo. Cada tipo de vegetación en un determinado tipo de suelo, tiene un determinado potencial de evapotranspiración y se obtiene generalmente, una humedad de equilibrio dependiendo de la disponibilidad de agua lluvia y nivel freático.

Greenway (1987) reporta que la capacidad de una planta para consumir humedad del suelo depende del tipo y tamaño de la especie, clima, factores ambientales y características del suelo.

Schiechtl (1980) estima capacidades de evapotranspiración hasta de un metro cúbico por metro cuadrado por año, en bosques primarios en Europa, y Greenway (1987) reporta evapotranspiraciones de más de 100 milímetros por mes, en Hong Kong.

En climas tropicales los volúmenes de evapotranspiración son generalmente, mayores que en zonas con estaciones, debido a que la temperatura ayuda en el proceso de evapotranspiración.

La evapotranspiración profundiza los niveles de aguas freáticas y al mismo tiempo puede producir asentamientos de suelos arcillosos blandos y agrietamientos por desecación.

El área de influencia depende de la extensión y profundidad del sistema radicular. Durante un día soleado un eucalipto puede extraer del suelo hasta 500 litros de agua y un pasto hasta un litro por metro cuadrado. Los árboles espaciados cercanamente y las hierbas extraen más agua que los pastos.

La clave desde el punto de vista de ingeniería es determinar la humedad máxima y el nivel freático crítico para un talud determinado, teniendo en cuenta el efecto de la vegetación.

El balance de la infiltración y la evapotranspiración produce una determinada humedad, la cual debe compararse con la humedad requerida para saturación. Debe tenerse en cuenta que en un suelo al saturarse, se disminuyen las fuerzas de succión o presiones negativas de agua de poros, las cuales ayudan a la estabilidad. En ocasiones la vegetación produce un efecto de mantener la humedad por debajo del límite de saturación, mejorando la estabilidad de las laderas.

El efecto de evapotranspiración de la vegetación puede expresarse por medio de la relación:

$$R_e = \frac{E_t}{E_o}$$

Donde:

E_t = Rata de evapotranspiración de la vegetación
E_o = Rata de evaporación del agua libre.

Los valores de la tabla 8.1 corresponden a la evapotranspiración, suponiendo la disponibilidad permanente de agua. Generalmente la evapotranspiración real es muy inferior a la teórica, debido a que comúnmente la disponibilidad de agua en el suelo para evapotranspiración es inferior a la capacidad de las plantas.

TABLA 8.1 Relaciones de R_e para diferentes especies vegetales (Adaptado de Withers y Vipond, 1974; Doorenbos y Pruitt, 1977).

Especie	E_t / E_o
Eucalipto	1.5
Arroz	1.35
Palma de aceite	1.2
Cacao	1.0
Bosques	0.9
Ficus	0.9
Pastos	0.8
Papa	0.7
Caña de azúcar	0.73
Banano o plátano	0.70
Maíz	0.67
Algodón	0.63
Café	0.5

4. Acumulación de agua

El agua acumulada en el follaje retrasa el flujo y disminuye el potencial de avenidas torrenciales. La cantidad de lluvia acumulada por la vegetación depende especialmente de la densidad interna del follaje medida por el total de área de hojas por área nominal (Tabla 8.2). Generalmente el volumen de agua acumulada llega a un máximo y a partir de ese momento el follaje no tiene capacidad para acumular más agua. En lluvias intensas el porcentaje acumulado es relativamente pequeño comparado con el volumen total de la lluvia pero en lluvias cortas de poca intensidad este porcentaje puede ser alto.

TABLA 8.2 Volumen promedio de agua acumulada para diferentes especies vegetales (Adaptado de Styczen y Morgan, 1995).

Especie vegetal	Altura de lluvia acumulada (mm)
Pastos bajos	1
Pastos altos	2
Bosques tropicales	2.5
Bosques poco densos	0.5
Bosque de coníferas	1
Caña de azúcar	0.6
Maíz	0.8
Tabaco	1.8

5. Drenaje por el follaje

Parcialmente la lluvia interceptada es transportada hasta el suelo por el follaje especialmente en los pastos de hoja ancha. El agua interceptada se transporta a lo largo de las hojas concentrándose en el pie de la planta. Para que este flujo ocurra se requiere que las hojas tengan una pendiente entre 30º y 70º situación muy común en los pastos de alturas medianas. Se deben esperar grandes caudales de drenaje por el

follaje en las plantas con una arquitectura de follaje con hojas que parten directamente desde el pie de la planta. Este drenaje disminuye la energía de impacto de la lluvia sobre el suelo, disminuyendo la erosión. Las plantas altas y los pastos de hoja muy delgada tienen una menor capacidad de drenaje por el follaje.

6. Goteo por las hojas

Parte del agua lluvia interceptada por la vegetación cae nuevamente al suelo en forma de gotas desde las hojas. El agua se acumula parcialmente, se forman gotas de mayor tamaño y éstas caen en un esquema de lluvia debajo de las plantas, la cual puede durar un tiempo importante después de la lluvia. El tamaño de estas gotas varía entre 4 y 7 mm y es sensiblemente superior a la de una lluvia directa (0.5 a 5 mm). Al ser las gotas de mayor tamaño el impacto sobre el suelo es mayor y se pueden producir volúmenes importantes de erosión ocasionados por este goteo. La energía de las gotas depende de la altura de la vegetación y del tamaño de las gotas (Tabla 8.3), y el tamaño de la gota depende del tipo de especie vegetal, especialmente de las características de las hojas (Figura 8.1).

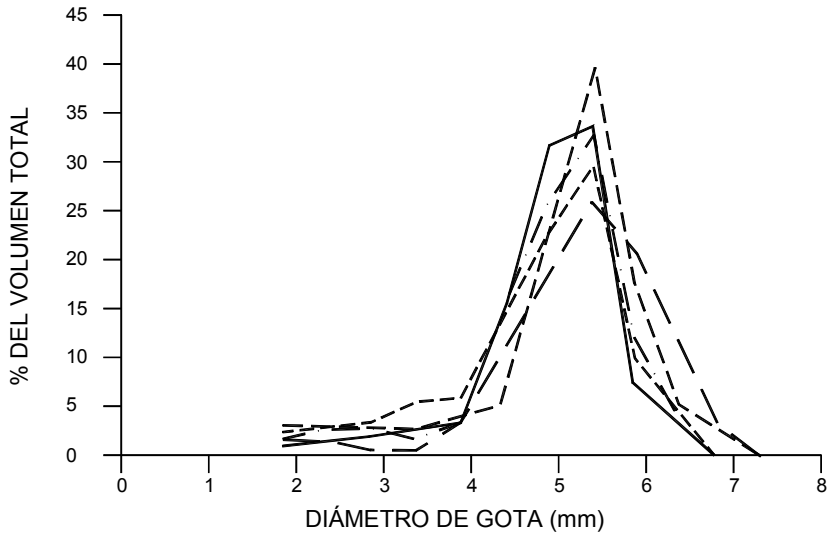


FIGURA 8.1 Distribución de tamaños de gotas de lluvia caída del follaje de los árboles para cinco especies vegetales diferentes.

TABLA 8.3 Medida relativa de la energía de impacto del goteo de la vegetación (Adaptado de Styczen y Morgan, 1995).

Altura de caída (m)	Tamaño de las gotas			
	4.5 mm	5.0 mm	5.5 mm	6.0 mm
	Energía relativa (kg^2/m-s)			
0.5	0.41	0.57	0.76	0.99
1.0	0.79	1.10	1.47	1.93
1.5	1.21	1.68	2.28	2.99
2.0	1.57	2.18	2.95	3.88
3.0	2.12	2.99	4.07	5.41
4.0	2.57	3.62	4.95	6.60
5.0	2.90	4.14	5.64	7.43
6.0	3.14	4.47	6.08	8.01
7.0	3.29	4.67	6.35	8.40
8.0	3.39	4.79	6.53	8.65
9.0	3.45	4.89	6.66	8.83
10.0	3.51	4.97	6.77	8.95
13.0	3.65	5.18	6.99	9.20
∞	3.84	5.40	7.29	9.53

Como se puede observar en la tabla 8.3 la energía de las gotas aumenta considerablemente al aumentar el diámetro de éstas y de igual forma al aumentar la altura de caída; especialmente cuando esta altura es mayor de 1.0 metro. Una cobertura vegetal muy alta sin una correspondiente cobertura superficial representa una amenaza importante de erosión. Un árbol de gran altura puede generar mayor erosión por impacto de gotas de lluvia que una lluvia que cae directamente sobre el suelo sin ser interceptada por la vegetación. Para que una cobertura vegetal proteja eficientemente contra la erosión de las gotas de lluvia, se requiere que ésta sea de poca altura. Los árboles altos solos no protegen contra la erosión de las gotas de lluvia.

7. Aumento de la infiltración

Al disminuirse la velocidad del agua por acción de la vegetación se aumenta la retención del flujo y la infiltración. Cuando el agua de la lluvia alcanza el suelo y existe vegetación, las posibilidades de infiltración son mayores que cuando el suelo está desnudo. La materia orgánica, las raíces, las lombrices, las termitas y el alto nivel de actividad biológica que se presenta junto a las plantas ayuda a crear un sistema continuo de poros y por lo tanto una mayor conductividad, es ésta tal vez la principal forma de disminución de la escorrentía durante una lluvia por acción de la vegetación.

8.1.2 EFECTOS HIDRÁULICOS

La velocidad de la escorrentía depende en buena parte de la rugosidad del terreno y la vegetación aumenta considerablemente esta rugosidad como se indicó en el capítulo 3. El coeficiente de Manning puede variar de 0.005 para vegetación baja hasta 0.1 para vegetación alta (Figura 8.2 y tabla 8.4). Al aumentar la rugosidad disminuyen las velocidades y en esa forma disminuye la erosión. La rugosidad depende además de la morfología de la planta y de la densidad del follaje junto a la superficie del terreno. Se pueden presentar grandes reducciones de velocidad de flujo utilizando una cobertura densa y espacialmente uniforme.

El efecto de la vegetación sobre la rugosidad puede medirse de acuerdo al índice de retardanza CI (Temple, 1982).

$$CI = 2.5\left(h\sqrt{M}\right)^{1/3}$$

Donde:

CI = Indice de retardanza
h = Altura de los tallos u hojas en metros
M = Densidad de los tallos (número de tallos/m^2). Un pasto puede tener entre 500 y 5500 tallos/m^2.

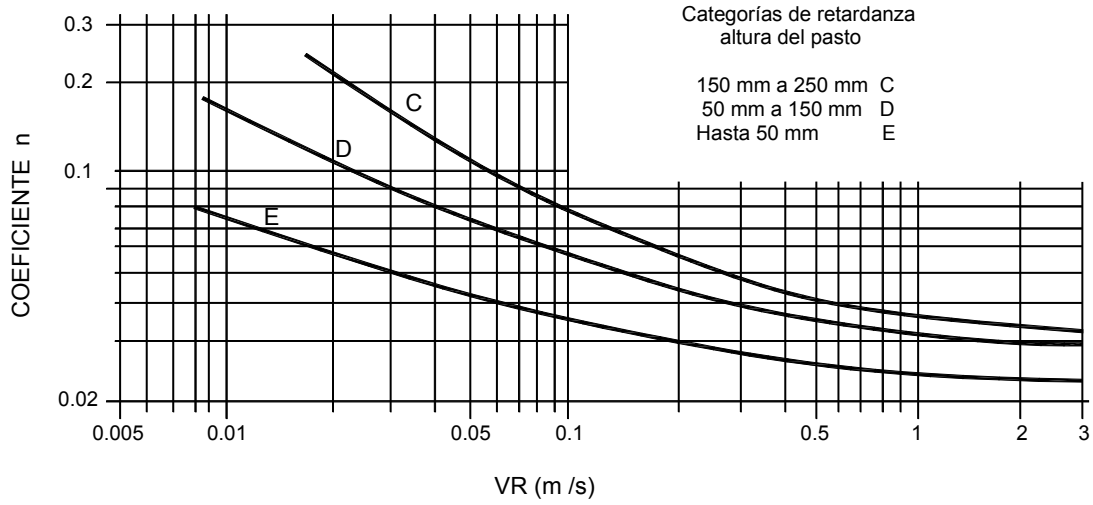


FIGURA 8.2 Efecto de la altura del pasto y de la velocidad sobre la rugosidad n (Hewlett y otros, 1987).

El agua al encontrarse con un elemento de obstrucción cambia de dirección generándose turbulencia. Cuando la vegetación se encuentra muy espaciada esta turbulencia puede generar erosiones importantes. Se requiere por lo tanto, en el diseño de la cobertura vegetal que la densidad de la vegetación sobre la superficie del terreno sea alta.

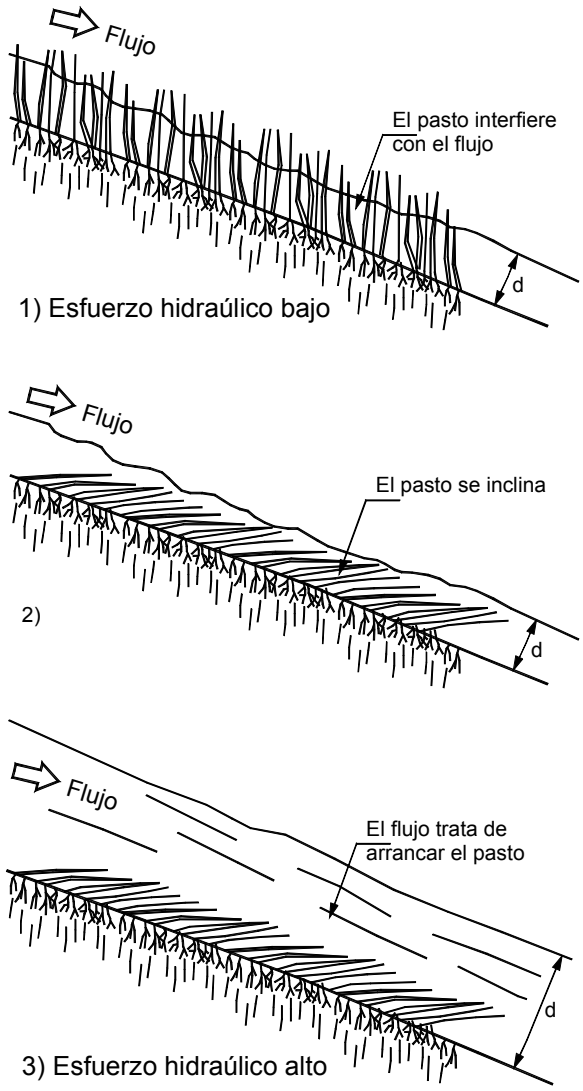


FIGURA 8.3 Efectos de los esfuerzos del flujo de agua sobre una cobertura de pastos.

La vegetación a su vez puede ser afectada por el agua (Figura 8.3). Los pastos altos pueden inclinarse, y a grandes velocidades puede producirse el arrancamiento de las plantas por acción de las fuerzas hidráulicas.

La vegetación actúa como filtro del flujo de agua, facilitando la sedimentación de las partículas de suelo transportadas por el flujo. Entre mayor sea la densidad de la vegetación se pueden capturar mayor cantidad de sedimentos. Los efectos de sedimentación son muy eficientes para vegetación de altura mediana y gran densidad en las corrientes pequeñas de agua. El diseño del sistema de vegetación junto a un lago o río debe tener en cuenta este efecto.

8.1.3 EFECTOS DE REFUERZO DEL SUELO

1. Las raíces y el follaje aíslan el suelo de las fuerzas de tracción directa ocasionadas por el flujo del agua de escorrentía.
2. Las raíces refuerzan el suelo aumentando la resistencia al corte (Fricción y Cohesión) y la resistencia a las fuerzas de erosión.
3. Las raíces (de árboles) anclan el suelo o estratos más profundos, creando fuerzas resistentes al deslizamiento (Figura 8.6).
4. Entre el sistema de raíces de cada árbol y los contiguos se forman efectos de arco que ayudan en la estabilidad de la masa de suelo (Figura 8.7).
5. Las raíces forman una red densa entretejida en los primeros 30 a 50 centímetros de suelo, y esta red forma una membrana lateral que tiende a reforzar la masa de suelo más superficial y sostenerla en el sitio.

Sistemas de anclaje por las raíces

Tsukamoto y Kusakabe (1984), presentaron una clasificación de refuerzo de taludes con las raíces de los árboles (Figura 8.8 y tabla 8.5).

TABLA 8.4 Valores del coeficiente de Manning n para diferentes tipos de vegetación (Temple, 1982).

Tipo de Vegetación (mm)	Indice de retardanza CI	n de Manning
Pasto muy alto (h > 600)	10.0	0.06 a 0.20
Pasto alto (h de 250 a 600)	7.6	0.04 a 0.15
Pasto medio (de 150 a 200)	5.6	0.03 a 0.08
Pasto corto (de 50 a 150)	4.4	0.03 a 0.06
Pasto muy corto (h < 50)	2.9	0.02 a 0.04

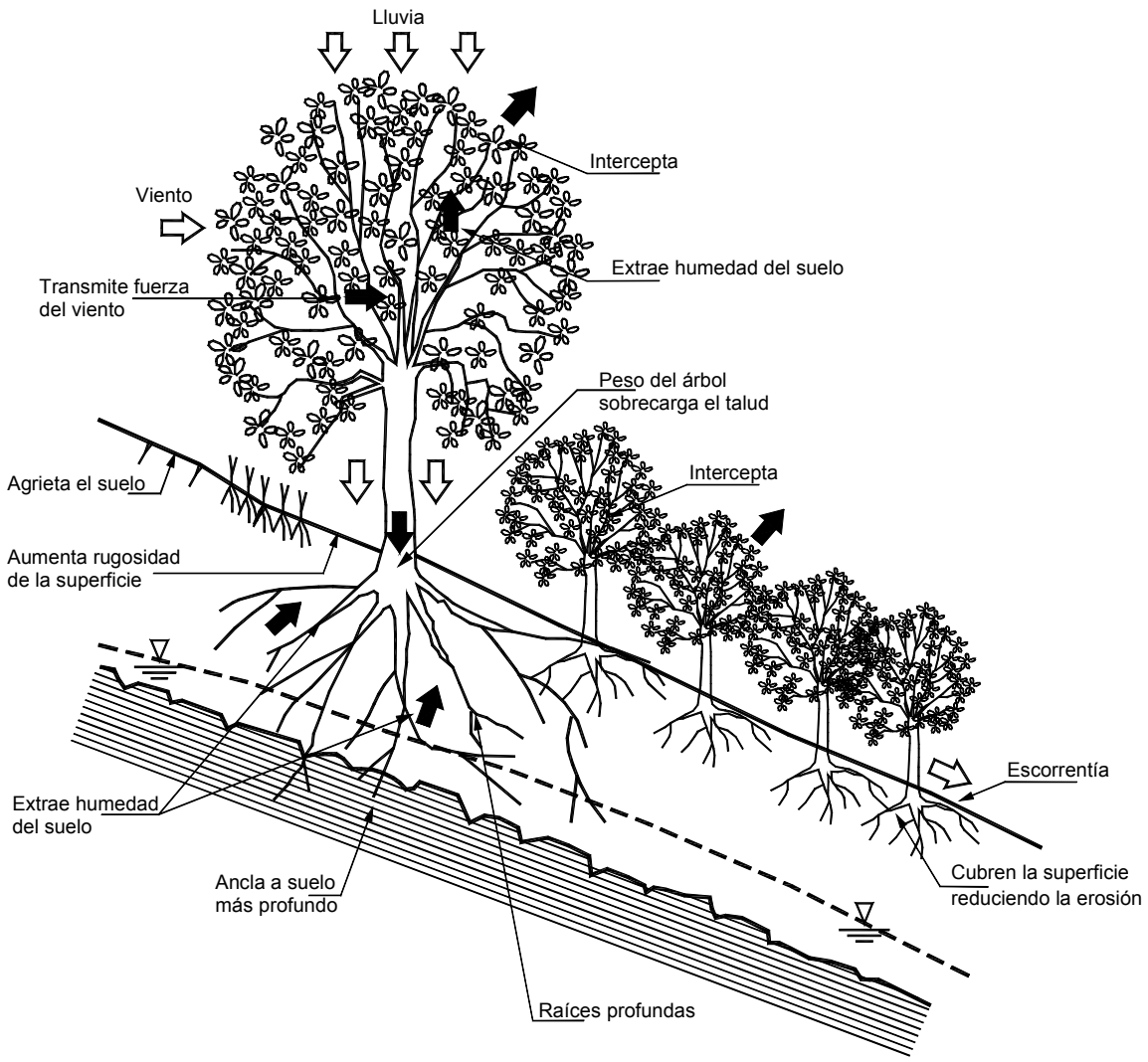


FIGURA 8.4 Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de un talud.

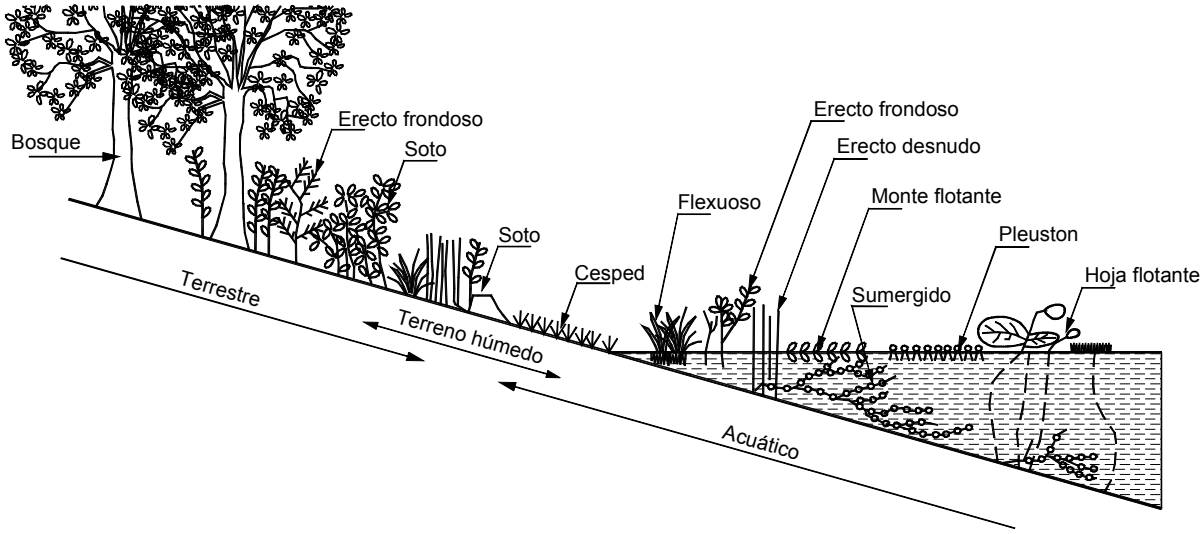


FIGURA 8.5 Tipos básicos de plantas en la ribera de un río o lago.

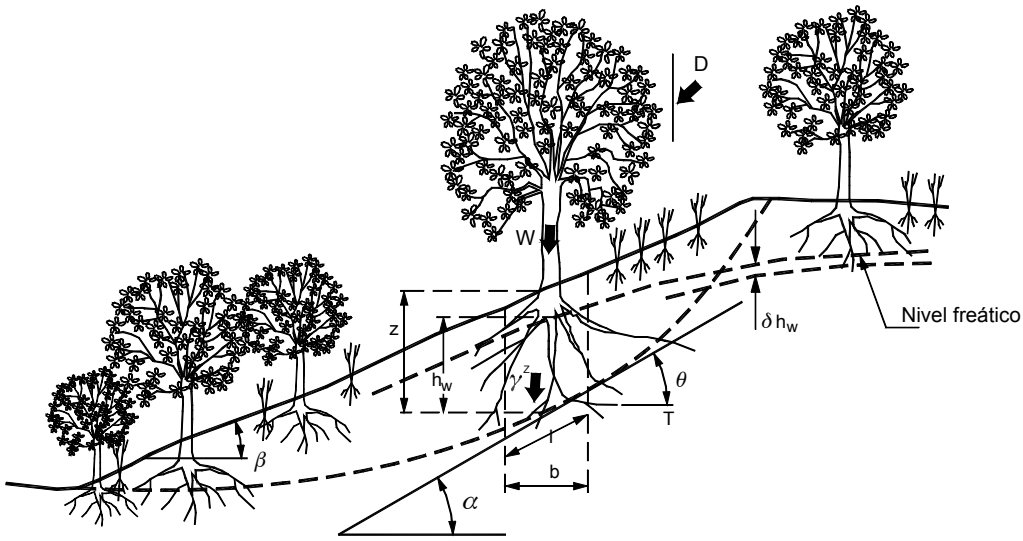


FIGURA 8.6 Efecto estabilizante de las raíces contra deslizamientos de tierra.

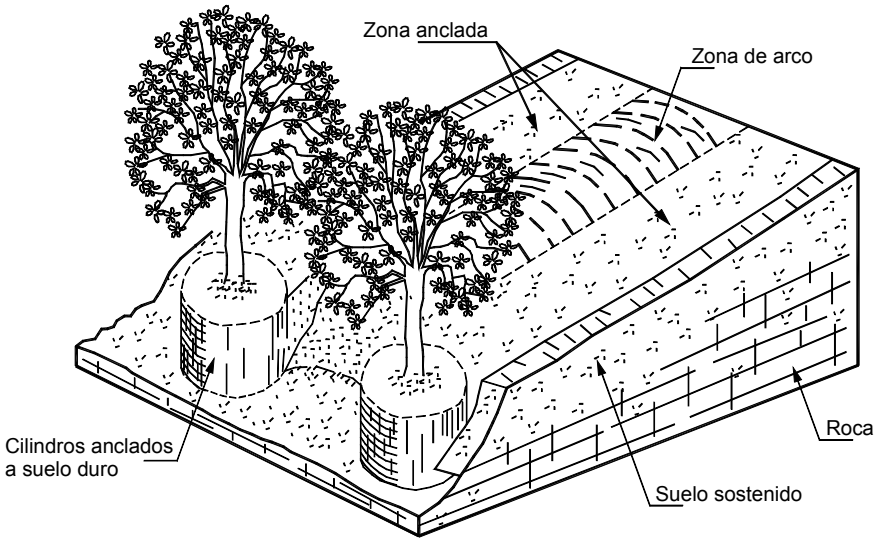


FIGURA 8.7 Efecto de arco de las raíces de los árboles.

TIPO A: Taludes que poseen una capa muy delgada de suelo sobre la roca masiva y sin defectos que permitan puntos de anclaje para las raíces y se forma una superficie de falla potencial entre el suelo y la roca. El efecto estabilizante es muy pequeño.

TIPO B: Una capa delgada de suelo sobre una roca con fracturas o defectos que permiten la entrada y anclaje de las raíces. Las raíces penetran por las fisuras de la roca y se genera un efecto estabilizante muy importante.

TIPO C: Varias capas de suelo, o suelo-saprolito-roca y las raíces penetran normalmente las interfaces reforzando los contactos entre las diversas capas.

TIPO D: Taludes con una capa gruesa de suelo y raíces a profundidades superiores a las de las superficies potenciales de falla. En este tipo de perfil la vegetación no logra efectos estabilizantes a profundidad.

FOTOGRAFÍA 8.1 La biodiversidad es la clave de la protección con vegetación.

FOTOGRAFÍA 8.2 Se puede requerir riego permanente mientras se establece la vegetación.

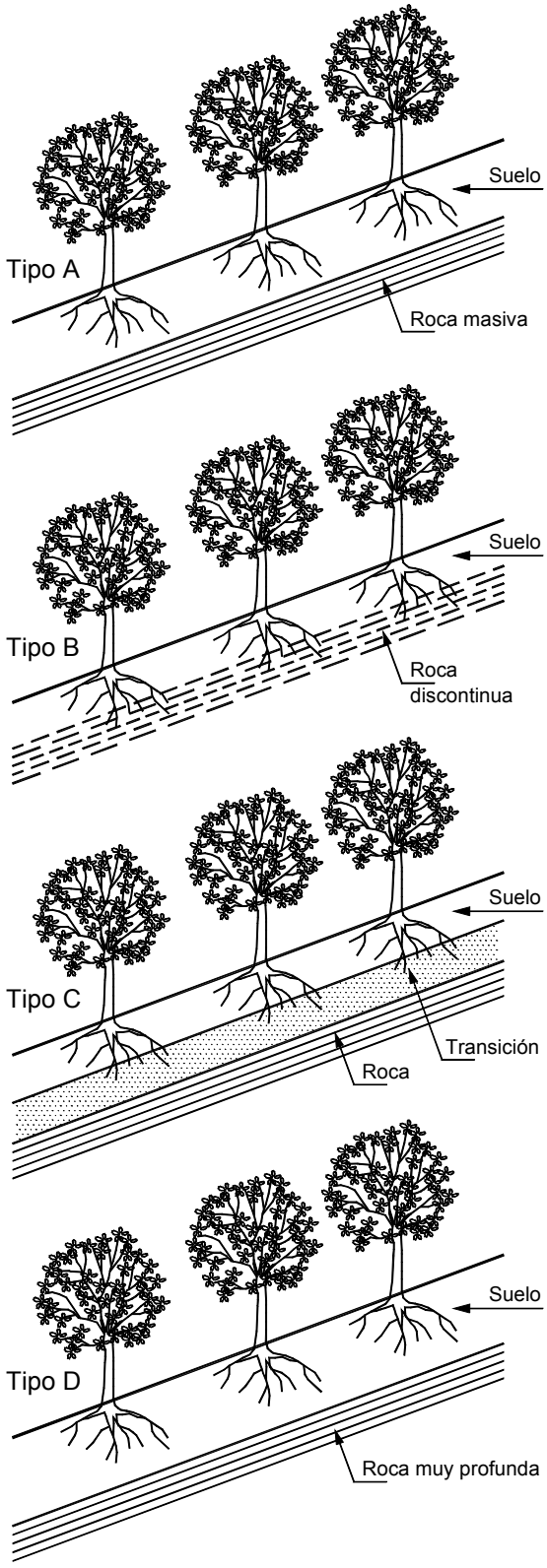


FIGURA 8.8 Tipos de anclaje de las raíces (Tsukamoto y Kusakabe 1984).

TABLA 8.5 Tipos de anclaje de las raíces (adaptado de Tsukamoto y Kusakabe, 1984).

Tipo	Descripción	Efecto estabilizante
A	Manto delgado de suelo sobre roca masiva no penetrable por las raíces	Muy pequeño
B	Manto delgado de suelo sobre roca discontinua o fracturada penetrable por las raíces	Grande
C	Manto del gado de suelo sobre zona de transición o saprolito	Grande
D	Manto muy grueso de suelo	Pequeño

8.1.4 EFECTOS DE LA DEFORESTACIÓN

Los efectos de la deforestación sobre la estabilidad de los taludes pueden no ser inmediatos. Inicialmente se produce un cambio hidrológico y un aumento de la erosión superficial, pero los efectos desastrosos se observan, cuando la infraestructura radicular original se descompone, generalmente entre 2 a 5 años después de la deforestación.

Bache (1984), reportó que en árboles de raíces profundas a los 30 meses después de la deforestación, la resistencia a la tensión de las raíces disminuyó entre 65 y 86% dependiendo de la superficie. Las raíces más pequeñas son las que tienen mayor resistencia a la tensión y al arrancamiento son las primeras en descomponerse. La rapidez con que se descompone depende de la especie de árbol y de las condiciones del sitio y del suelo.

De acuerdo con Watson (1995), la tensión en el proceso de descomposición puede determinarse por la expresión:

$$T_{rt} = T_{r0} e^{-bt}$$

Donde:

T_{rt} = Tensión de las raíces un tiempo t después de cortado

T_{r0} = Tensión de las raíces con el árbol vivo

b = Probabilidad de descomposición

t = Tiempo desde el momento del corte

Las ratas de deforestación en los países tropicales son muy altas y son muy escasos los programas de recuperación de estas áreas.

Si la vegetación de raíz profunda es removida, se reducen las tensiones capilares y se eleva el nivel de agua freática dentro del talud.

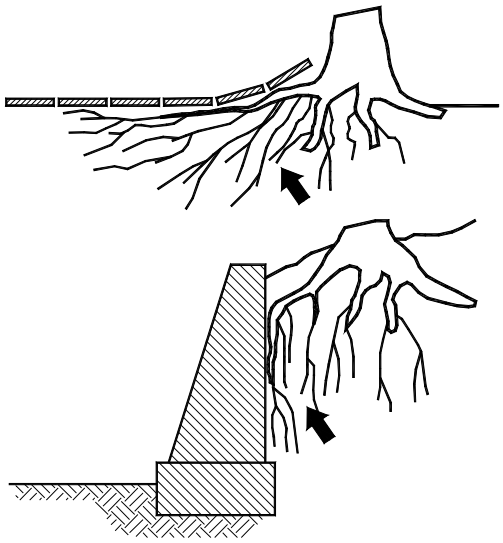


FIGURA 8.9 Efectos negativos de las raíces de los árboles sobre revestimientos y muros.

8.1.5 EFECTOS NEGATIVOS DE LA VEGETACIÓN

Algunos efectos de la vegetación pueden generar inestabilidad. Entre estos efectos se pueden mencionar los siguientes:

1. El secamiento del suelo por especies ávidas de agua puede producir agrietamiento especialmente en suelos expansivos.
2. El peso de los árboles aumenta las fuerzas actuantes para deslizamiento.
3. Las fuerzas del viento producen fuerzas sobre las masas de suelo que podrían activar deslizamientos.
4. Las raíces pueden levantar las estructuras livianas cimentadas subsuperficialmente, como canales, revestimientos, etc.(Figura 8.9).
5. La turbulencia producto de la vegetación puede producir erosión (Figura 8.10)

8.1.6 LA VEGETACIÓN Y LA EROSIÓN

Un bosque denso suministra virtualmente una protección completa al suelo contra la erosión (Tabla 8.6). El follaje impide la erosión por la lluvia y demora la escorrentía, disminuyendo las velocidades y caudales. La acumulación de residuos vegetales forma un colchón protector muy eficiente y la cobertura de las raíces evita la formación de cárcavas y

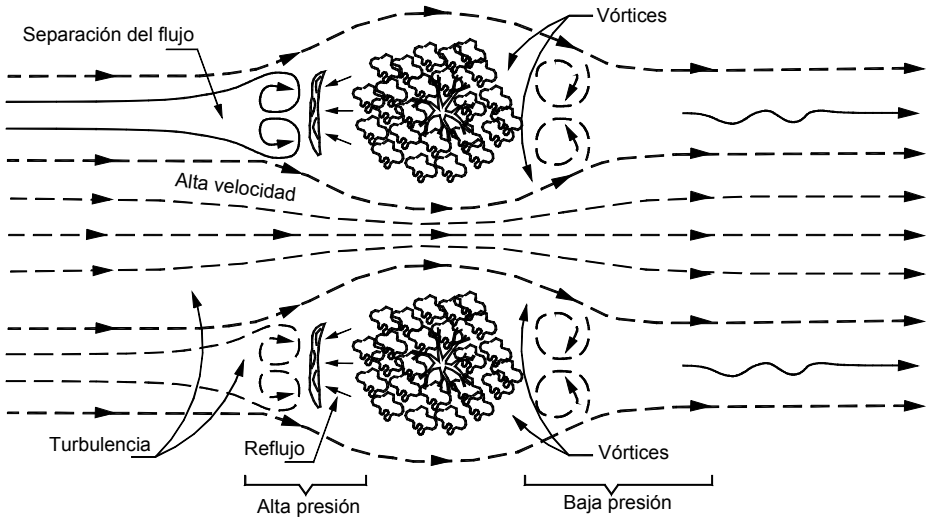


FIGURA 8.10 Erosión por turbulencia causada por una cobertura vegetal superficial incompleta.

profundización de los cauces de las cañadas. La tala de un bosque desestabiliza el equilibrio existente y se puede producir un proceso acelerado de erosión de características catastróficas especialmente en áreas de montaña.

TABLA 8.6 Erosión relativa de acuerdo a la vegetación.

Vegetación	Erosión Relativa
Bosques densos	1
Pastos altos	1
Pastos bajos	5 – 10
Arbustos (café)	10 – 20
Cultivos limpios (papa – maíz)	100

El pasto alto (tipo elefante o similar) evita completamente la erosión por las gotas de lluvia, retarda el flujo y evita la erosión laminar. Las raíces profundas eliminan las cárcavas y surcos. Por ésta razón por el control de erosión cada día se utilizan más las especies de altura considerable.

Efectos del tiempo del flujo

Las velocidades admisibles dependen principalmente del estado de la cobertura vegetal y la duración del flujo. Para vegetación de pastos comúnmente se asumen las siguientes velocidades aceptables:

Un metro por segundo para flujos de larga duración.

Dos metros por segundo para flujos de hasta 10 horas de duración.

Tres a cuatro metros por segundo, cuando la duración no es más de dos horas.

Cinco metros por segundo, cuando la duración del flujo es menos de una hora.

La utilización de estas velocidades no es garantía si la cobertura vegetal es incompleta o desigual o cuando ocurren varios flujos seguidos en un corto tiempo de duración.

Las plantas no deben permanecer sumergidas por más de doce días para los pastos y de 30 días para las hierbas.

TABLA 8.8 Fuerza tractiva máxima permisible de un revestimiento de vegetación según HEC 15 (Federal Highway Administration) (Lancaster y otros 1999).

Clase de retardo producido por la vegetación	Altura de la vegetación (cm)	Fuerza tractiva permisible Pa
A	>60	18.06
B	30-60	10.25
C	15-30	4.88
D	5-15	2.93
E	<5	1.71

TABLA 8.7 Variación de la velocidad de erosión con la altura de la vegetación (pastos) (según Department of the Navy).

Suelo	Velocidades de erosión m/seg			
	Sin vegetación	Vegetación de 15 a 25 cm de altura	Vegetación de 25 a 50 cm.	Vegetación de 50 cm a 1.0 m.
Arenoso	0.5	0.7 a 1.2	1.0 a 1.5	1.2 a 1.8
Limoso	0.7	1.2 a 1.8	1.5 a 1.2	1.8 a 2.0
Arcilloso	0.9	1.2 a 2.0	1.2 a 2.2	1.2 a 2.5

8.2. PROPIEDADES DE LAS PLANTAS

8.2.1 PARÁMETROS A TENER EN CUENTA EN EL DISEÑO

Para el diseño de un plan de revegetalización se deben tener en cuenta los siguientes parámetros:

1. El Follaje

El follaje de la vegetación debe ser uniforme y relativamente cercano a la superficie. Cuando la distancia entre el follaje y la superficie es mayor de un metro la protección contra el impacto de las gotas de lluvia disminuye y aumenta la pérdida de partículas de suelo por erosión; sin embargo, cuando la altura de las hojas es menos de 20 centímetros, la erosión también aumenta. En todos los casos es conveniente que la cobertura vegetal tenga varios niveles de follaje con el objeto de que la amortiguación de la energía de las gotas se realice por etapas, logrando una mejor protección.

El establecimiento de una cobertura protectora de árboles con un cubrimiento no muy grande para evitar una disminución excesiva de la luz y de otra cobertura

menor, uniforme de hierbas y pastos en la superficie del talud, podría representar la mejor protección posible contra la erosión.

2. Los tallos

La rugosidad de un cauce o de una superficie al movimiento de agua es mayor cuando los tallos son rígidos, sin embargo, los tallos flexibles se adaptan mejor a la corriente y la turbulencia es menor. Si el objetivo es disminuir la velocidad de la corriente, los tallos rígidos obtienen un mejor resultado, pero si el objetivo es proteger directamente el sitio contra la erosión, los tallos flexibles deben preferirse.

3. Las raíces

Las raíces actúan como refuerzo y sostén del suelo incrementando la resistencia al cortante y la resistencia a la fuerza tractiva del agua. La forma como las raíces actúan en cada caso está determinada por el tipo de planta y las condiciones de suelo del sitio.

8.2.2 LAS RAÍCES

Estructura de las raíces

Existen varias formas de raíces así (Figura 8.11):

- Raíces de extensión lateral
- Raíces de extensión radial
- Raíces pivotantes

Las raíces pivotantes pueden ser más útiles para la estabilidad a la erosión en masa, pero las raíces de extensión lateral y radial pueden tener mejor efecto para la protección de la erosión superficial. Una alta densidad o concentración de raíces fibrosas de pequeño diámetro pueden ser más efectivas para control de erosión superficial que unas pocas raíces de gran diámetro.

La resistencia al cortante del suelo aportada por las raíces solo se extiende hasta la profundidad de anclaje de las raíces. Como regla general la mayoría de las raíces solo se profundizan hasta aproximadamente 1.5 metros (Gray y Sotir, 1996).

La mejor protección contra la erosión se logra con una malla densa de raíces finas que alcance profundidades de al menos 50 centímetros. Un incremento en el porcentaje de área ocupado por raíces finas, produce una disminución exponencial en la erosión.

Se deben preferir las raíces extensivas. En tal forma que cubran una mayor área de superficie.

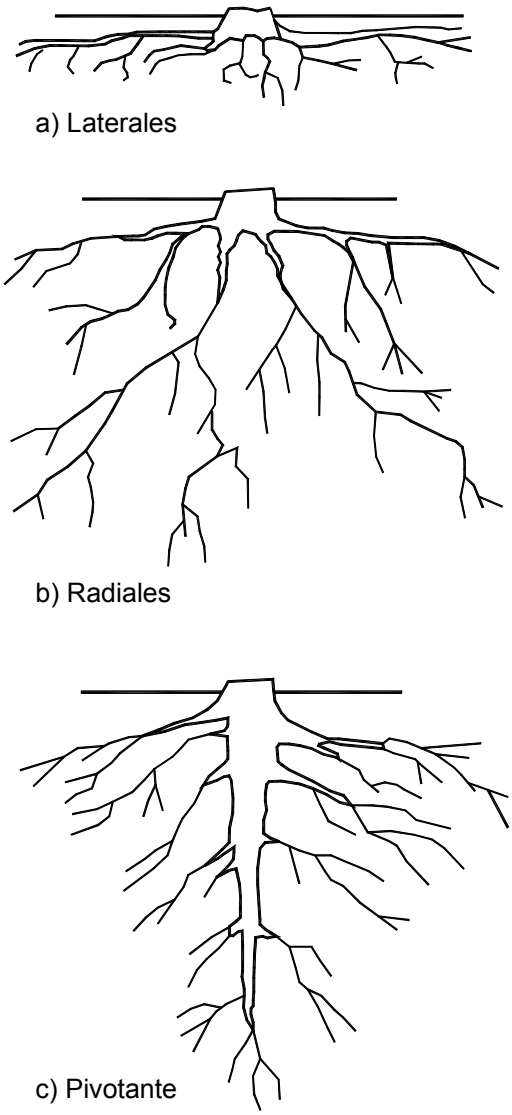


FIGURA 8.11 Formas generales de las raíces de la vegetación.

Relación de área de raíces

La cantidad de raíces generalmente disminuye con la profundidad (Figura 8.12). El término relación de área de las raíces, se refiere a la fracción del área total de superficie a una determinada profundidad que está ocupada por raíces. Este término es utilizado para caracterizar un sistema determinado de cobertura vegetal. Otra forma de analizar la densidad radicular es mediante los estudios de "Biomasa radicular". El sistema consiste en arrancar plantas enteras con la totalidad de sus raíces las cuales se pesan.

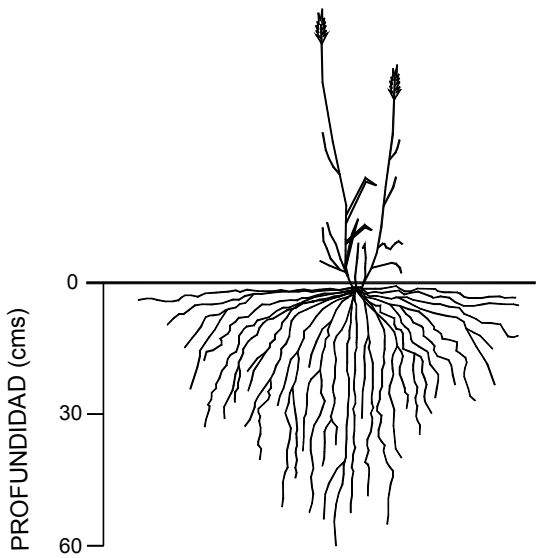


FIGURA 8.12 Raíz típica de pastos.

Extensión lateral

Algunas raíces pueden extenderse lateralmente por distancias considerables. Por ejemplo, en un caso reportado por Kozlowski las raíces de algunos árboles en suelos arenosos se extienden hasta 65 metros lateralmente (McCullah, 2001) y algunos pinos en suelo arenoso pueden extender sus raíces siete veces la altura de los árboles.

La extensión lateral de las raíces depende tanto de la especie vegetal como el tipo de suelo. Se reportan casos de árboles que en suelos arcillosos se extienden en arcillas 1.5 veces el ancho de follaje, en arenas 3 veces y en suelos areno arcillosos hasta 22 veces. Generalmente la extensión de las raíces es muy superior en suelos mixtos compuestos por arena y arcilla.

Profundidad de las raíces

La distancia vertical que puede alcanzar el sistema de raíces depende tanto de la especie vegetal como el tipo de suelo. Las raíces tienden a profundizarse más en suelos mixtos areno arcillosos que en suelos exclusivamente de arcilla o arena (Figura 8.13). En suelos residuales las raíces tienden a penetrar por las estructuras heredadas y pueden alcanzar profundidades importantes.

La profundidad de refuerzo de las raíces de los pastos es de solo 30 centímetros comúnmente, pero algunas especies tienen profundidades que permiten el anclaje a mantos de roca relativamente profundos. Las raíces de los pastos pueden alcanzar profundidades de 0.5 a 0.75 metros y en casos excepcionales hasta 1.5 metros. Las raíces de árboles y arbustos generalmente profundizan uno a tres metros con una densidad de raíces muy alta en el primer metro, la cual disminuye con la profundidad.

El área de cobertura y espaciamiento de la vegetación es un factor a tener en cuenta en el diseño de la protección vegetal. Generalmente el diámetro del cilindro del suelo protegido completamente es igual a cinco veces el diámetro del árbol en su pie. Por fuera de ese diámetro aparecen algunas raíces hasta un diámetro igual a la del área cubierta por el follaje. Se conoce de Eucaliptos con raíces hasta de 27 metros y raíces de bosque tropical hasta de 30 metros de profundidad, pero la mayoría de los árboles tienen raíces de profundidad hasta de 3 metros (Greenway, 1987) y esta es la profundidad hasta la que puede confiarse un refuerzo con raíces.

La experiencia del Autor muestra que en la mayoría de los casos, la extensión lateral de las raíces es mucho mayor que la profundidad, con excepción de las raíces pivotantes, las cuales a su vez no son muy profundas.

En este orden de ideas, el anclaje de las raíces es principalmente paralelo a la superficie del terreno; Sin embargo, no debe desestimarse la penetración de las raíces en las fisuras de la roca, anclando el suelo superficial o el efecto del anclaje en los dos primeros metros de suelo.

Resistencia de las raíces

Los factores que más afectan la resistencia de las raíces son su diámetro, orientación y ambiente de suelo. La resistencia de las raíces generalmente se encuentra en el rango entre 5 y 40 MPa, siendo mayor en las raíces de menor diámetro (Figura 8.14), pero en muchas ocasiones se han reportado resistencias superiores a 90 MPa.

La resistencia de las raíces depende de la densidad del sistema radicular, la resistencia propiamente dicha de las raíces, su longitud, diámetro, rugosidad superficial, dirección de las raíces y dirección de los esfuerzos principales.

La resistencia de las raíces difiere mucho dependiendo de la especie, el clima y las dimensiones de las raíces.

Generalmente la resistencia de las raíces disminuye al aumentar su diámetro, de acuerdo a la siguiente relación:

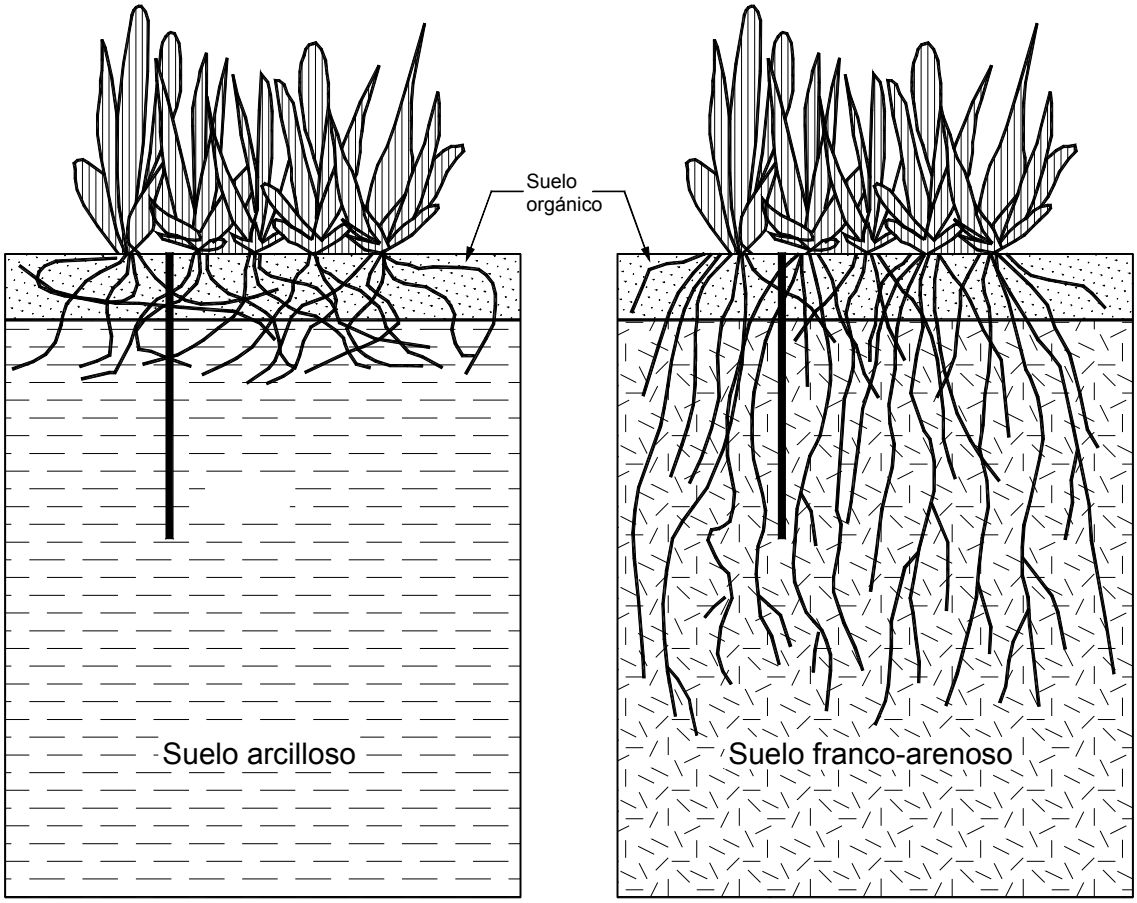


FIGURA 8.13 Efecto de la permeabilidad sobre la profundidad de las raíces.

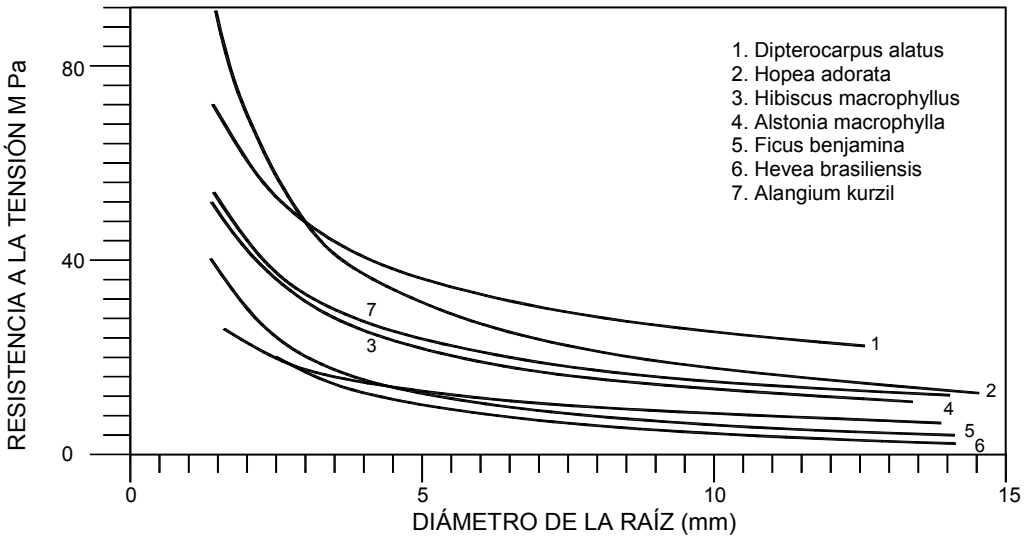


FIGURA 8.14 Relación entre la resistencia a la tensión y el diámetro para raíces de siete especies vegetales tropicales.

$$T_r = nD^m$$

Donde:

Tr = Resistencia de la raíz a la tensión en MPa
D = Diámetro de la raíz en milímetros
n y m = Son constantes empíricas que dependen de la especie vegetal.

Para especies maderables *n* varía de 29 a 87 y *m* de – 0.76 a – 0.45.

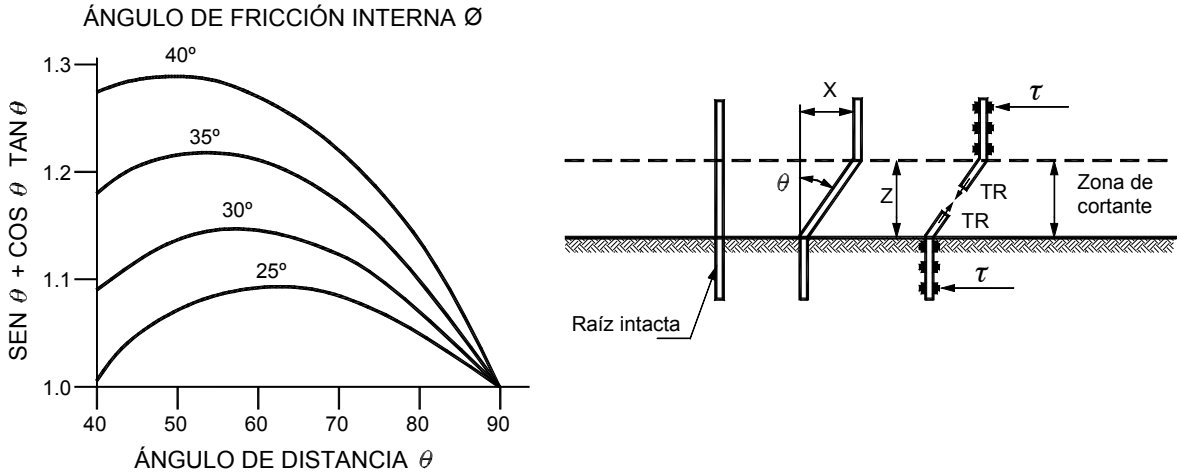
El módulo de deformación de las raíces es muy importante para tenerlo en cuenta en los análisis de estabilidad debido a que la resistencia total no se moviliza sino a deformaciones relativamente grandes.

Al removerse la vegetación, las raíces empiezan a descomponerse perdiendo poco a poco su resistencia. Existe un tiempo dependiendo del tipo de raíz y del medio ambiente en que las raíces continúan cumpliendo su misión de control de erosión después de que se ha removido el tallo o follaje.

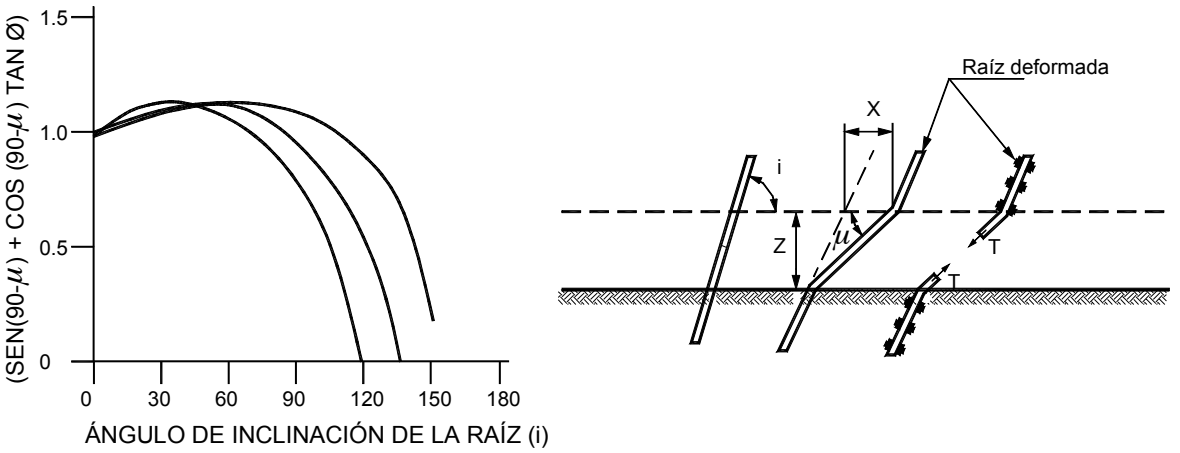
Resistencia del sistema suelo - raíces

Las fuerzas de resistencia al corte generados por las raíces dependen de la resistencia interna de las mismas. Las fuerzas de adherencia son muy grandes y generalmente una raíz falla por rotura y no por desprendimiento.

El aumento de la resistencia al corte por efecto de las raíces está dada por la expresión desarrollada por Gray Leiser (Figura 8.15).



a) Raíz perpendicular a la superficie



b) Raíz orientada a un ángulo (i) con la superficie

FIGURA 8.15 Aumento de la resistencia al corte del suelo por acción de las raíces.

$$\Delta T = T * (Sen\theta + Cos\theta \ Tan\phi)$$

Donde:

T = Resistencia a la tensión promedia de las raíces por la unidad de área del suelo.

T = t * Ra

t = Resistencia a la tensión promedia de una raíz (por unidad de área).

Ra = Porcentaje de área de la sección del suelo ocupada por raíces.

θ = Ángulo de distorsión de Waldroh el cual varía de 40º a 50º.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.

Análisis de factor de seguridad incluyendo el efecto de las raíces

El modelo propuesto para análisis incluye la metodología del sistema de Janbú (1973), adicionando fuerzas de tensión calculadas por unidad de área de superficie de falla. La dirección de cada fuerza es tangente a la superficie de falla y su valor depende de la densidad de raíces y la resistencia calculada de la raíz para el diámetro promedio de raíces y su efecto solamente se tiene en cuenta hasta la profundidad hasta la cual la densidad de raíces es de más del 10% del área paralela a la superficie del talud. Esto equivale a asimilar el efecto de las raíces a una cohesión.

Las raíces de diámetro superior a 1 mm representan un anclaje real que puede tenerse en cuenta en el análisis de estabilidad de un talud o ladera, utilizando los modelos matemáticos tradicionales de la mecánica de suelos.

Para el análisis se recomienda utilizar la metodología siguiente:

a. Se determina el espesor de la capa de suelo con raíces.
b. Se hace un análisis del número de raíces por unidad de área, diámetros y resistencia y se obtiene la resistencia a la tensión de las raíces por unidad de área de suelo.
c. Se realizan ensayos de tensión y de deformación de raíces para determinar que diámetros de raíces no se deben tener en cuenta en el análisis (de acuerdo a su % de deformación de rotura).
d. Se calcula la fuerza a la tensión de las raíces por unidad de área de suelo.

$$f_r = \sum a_r \ x \ f_r$$

Donde:

a_r = Area neta de raíces (tomada de la relación de áreas raíz-suelo)

f_r = Resistencia a la tensión de la raíz (de acuerdo a la variedad vegetal)

e. La fuerza de tensión puede analizarse como una fuerza neta de anclaje horizontal o puede convertirse en cohesión (Cr), adicionándose a la cohesión del suelo.

Ratas de crecimiento de las raíces

Es común observar la rata de crecimiento espectacular del follaje de algunas especies vegetales. Sin embargo, el crecimiento de las raíces es mucho más lento y debe pasar generalmente, varios años antes de que las raíces puedan establecerse y cumplir su misión en forma efectiva. Algunas especies establecen longitudes importantes de raíces en poco tiempo, mientras otras son de desarrollo radicular más lento (Watson y otros, 1995).

Es común que una lluvia de alta intensidad destruya la vegetación antes de que esta haya podido desarrollar una buena cobertura radicular. El crecimiento de las raíces es muy demorado en los suelos duros, al igual que en los suelos arcillosos. En la parte alta de los taludes generalmente el crecimiento de las raíces es menor que en las zonas bajas debido a las diferencias de humedad.

8.2.3 CARACTERIZACIÓN PARA CONTROL DE EROSIÓN

Es muy importante conocer las características de las especies vegetales disponibles para la construcción de una obra de bioingeniería.

Para el establecimiento de una cobertura vegetal en forma exitosa se requiere tener en cuenta una serie de criterios entre los cuales se encuentran los siguientes (Dickerson y otros, 1998):

1. Seleccionar correctamente la especie vegetal

Para la selección de la especie vegetal se requiere tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Tipo de planta
- Sistema tipo de raíces y habilidad radicular
- Rata de crecimiento
- Preferencia de suelo (textura y drenaje)
- Preferencia de pH de suelo
- Rapidez de establecimiento

- Potencial de invasión
- Tolerancia a las sequías
- Tolerancia al sol y a la sombra
- Tolerancia a la inundación
- Tolerancia a la sedimentación
- Tolerancia al viento
- Tolerancia a las quemas
- Tolerancia al pisoteo
- Mínima profundidad del nivel de agua tolerado
- Máxima profundidad del nivel de agua tolerado
- Sistema de establecimiento (estacas, semillas, rizomas, estolones, etc.)
- Disponibilidad comercial

En el medio tropical Latinoamericano no existe mucha información sobre las especies vegetales a utilizarse en el control de erosión y a sus propiedades. Como referencia se presenta la tabla 8.9, utilizada en Hong-Kong sobre las características de los árboles más comúnmente sembrados en el sector urbano de esta populosa ciudad, localizada dentro de la zona tropical del Asia. Esta tabla nos puede servir de guía para elaborar tablas similares con nuestras especies.

2. Seleccionar la técnica de bioingeniería a emplear

Se debe determinar el sistema de siembra conjuntamente con los sistemas de fertilización, riego, mantenimiento y protección.

Como se indicó anteriormente las condiciones del sitio son determinantes para el buen establecimiento de la vegetación pero también es muy importante la calidad de los materiales vegetales; por ejemplo la calidad de la semilla o la calidad de las estacas que se utilicen para el establecimiento de la cobertura vegetal. Existen otros factores como la época de siembra, la cual determina la disponibilidad de agua y de temperatura para el establecimiento y el crecimiento de las plantas y como factor adicional Dickerson y otros mencionan que se deben contar con un poco de buena suerte para que las condiciones ambientales favorezcan en forma efectiva el establecimiento de la vegetación.

TABLA 8.9 Características de los árboles utilizados en Hong-Kong (Greenway, 1998).

Especie de árbol	Altura		Rapidez de crecimiento			Tolerancia de condiciones extremas						
Nombre científico	Más de 7 m	Menos de 7 m	Rápida	Media	Lenta	Sitios rocosos	Suelo húmedo	Sol	Sombra	Sales	Tifones	Fuego
Acacia confusa		-	-			-		-			-	-
Albizza lebbek	-		-			-	-	-		-	-	
Alnus formosana	-		-									
Bauhinia species		-		-								
Casuarina equisetifolia	-		-			-	-	-		-	-	-
Causarían stricta	-			-		-		-		-	-	
Celtis sinensis	-				-				-		-	
Eucalyptus torrelliana	-		-			-		-		-	-	
Leucaena Leucocephala		-	-			-		-		-	-	-
Pinus ellitottii	-			-		-	-	-				
Tristania conferta	-		-			-	-	-			-	-

8.3 DISEÑO DE LOS COMPONENTES VEGETATIVOS

Para el diseño de los elementos vegetativos se deben tener en cuenta las siguientes etapas:

1. Análisis del sitio
2. Selección de las especies vegetales
3. Preparación del sitio
4. Manejo de los materiales vegetales
5. Sistema de establecimiento
6. Mantenimiento.

8.3.1 ANÁLISIS DEL SITIO

Las condiciones del sitio afectan el comportamiento de cualquier obra biotécnica o de bioingeniería. La investigación del sitio incluye la revisión de la información existente sobre el clima, topografía, botánica y otros factores que afectan el proceso de revegetalización.

Se deben analizar los siguientes factores:

Clima

Un gran número de variables climáticas afecta el crecimiento de las plantas y deben ser evaluados, incluyendo las siguientes variables:

- Temperatura del aire máxima, mínima, promedio y fluctuaciones
- Temperatura máxima y mínima del terreno
- Régimen de lluvias, intensidades, valores máximos, mínimos y promedios (ver capítulo 1)
- Duración y características de las temporadas secas

La lluvia y humedad disponibles es tal vez una de las propiedades más importantes de un sitio para el diseño de las obras de bio-ingeniería.

Microclima

Cada sitio de acuerdo a la exposición al sol, al viento y a la lluvia puede cambiar climáticamente. Por ejemplo, el viento aumenta la evapotranspiración requiriéndose mayor cantidad de humedad para el establecimiento y mantenimiento de las plantas. Algunas plantas por su parte son intolerantes a la luz del sol y requieren sombrío.

Topografía

Los valles y áreas bajas tienen condiciones diferentes para el manejo de la vegetación de las áreas altas y divisorias de aguas. Las zonas bajas pueden conservar fácilmente la humedad y soportar menores temperaturas. Generalmente se requiere una vegetación más tolerante a las sequías en los taludes de gran altura.

Suelos

Se debe analizar las propiedades físicas y químicas de los suelos para determinar su habilidad para soportar el crecimiento de la vegetación. Entre las propiedades del suelo se requiere tener información de las siguientes:

- Distribución de tamaños y porcentaje de finos
- Estructura o textura
- Densidad o grado de compactación
- Profundidad a la cual aparece la roca o capas impermeables
- Repelencia al agua
- Humedad o contenido de agua
- Disponibilidad de agua (Tabla 8.10)
- Nutrientes (concentraciones y disponibilidad)
- pH (alcalinidad y acidez)
- Salinidad del agua
- Cantidad de Na intercambiable
- Toxinas presentes en el suelo (tipo y cantidad)

Se requieren los ensayos de nutrientes para determinar la necesidad de abonos adicionales. Es importante que los ensayos de suelos sean realizados por personas conocedoras de los suelos del sitio para poder recomendar los sistemas de mejoramiento del suelo que se requieran.

Un factor muy importante es la distribución de tamaños de granos. Los mejores suelos para el crecimiento de las plantas son aquellos que contienen arenas, limos y algo de arcilla, los cuales tienen suficientes finos para mantener humedad y buena aireación para facilitar el crecimiento de las plantas. Los suelos arcillosos no permiten la presencia suficiente de oxigeno, mientras los suelos totalmente granulares no permiten la acumulación de humedad por largos períodos de tiempo.

8.3.2 VEGETACIÓN NATIVA

Generalmente los programas más efectivos de revegetalización se obtienen con plantas nativas del área del proyecto. Las plantas nativas ya están

TABLA 8.10 Cantidad de agua disponible típica para diferentes suelos (Adaptado de Helliwell, 1995).

Tipo de suelo	Capacidad de disponibilidad de agua mm/metro de espesor de perfil	Observaciones
Capa delgada de suelo sobre roca fracturada	10	No es posible establecer cobertura vegetal
Capa delgada de suelo sobre arcillolita	125	Es posible establecer vegetación de acuerdo a las limitantes del sitio, del suelo y de la especie vegetal.
Suelos arenosos sobre arenisca blanda	85	
Suelos arenosos de gran espesor	100	
Suelos limosos	130	
Suelos limoarcillosos	135	
Suelos arcillosos	115	
Turbas	200	
Gravas	50	Muy difícil establecer vegetación.
Suelos endurecidos	50	

adaptadas a las características del sitio como pendiente, clima, elevación, tipo de suelo, nutrientes, etc.

Algunas entidades ambientales exigen la revegetalización con especies nativas como un elemento que permite el mantenimiento ecológico de un área. La siembra de especies exóticas puede traer consecuencias negativas para el medio ambiente de un determinado sitio; Sin embargo, en algunos sitios no es viable establecer especies nativas debido a los cambios que se han efectuado al terreno como en el caso de taludes en corte para carreteras de gran pendiente donde se requiere especies exóticas capaces de sostenerse en esas pendientes.

Las especies nativas o silvestres son generalmente las que mejor se ajustan a las condiciones del sitio y las que tienen menos efectos ecológicos negativos. Los beneficios de la utilización de vegetación nativa es la ideal desde el punto de vista ético, ecológico, estético y práctico. Las plantas nativas son la mejor garantía de un funcionamiento saludable del ecosistema, debido a que ellas están adaptadas al suelo, temperatura y régimen de precipitación de su ambiente natural. La biodiversidad de las comunidades de plantas nativas generan grandes beneficios a la estabilidad del suelo, la retención de agua y el microclima. Las plantas nativas dan una mayor estabilidad a largo plazo, cuando se requiere cero mantenimiento; Sin embargo, el establecimiento de especies nativas puede ser difícil especialmente si el suelo no tiene los nutrientes que requieren estas especies para su crecimiento. Las especies nativas pueden requerir de un medio ambiente natural sin el cual no es posible su establecimiento.

Las especies nativas son la que más atraen la fauna tanto pájaros como animales rastreros. Los pájaros por su parte ayudan a distribuir las semillas de árboles por toda el área ayudando a la reforestación. Mi padre decía que un árbol criollo vale por diez extranjeros (de mi anecdotario personal). El principal problema consiste en que mientras conocemos muy bien a las especies exóticas, los profesionales tenemos muy poco conocimiento de las especies nativas.

La gente de la región con algún conocimiento agrario, sin que se requiera que sean profesionales universitarios, tienen un alto potencial para desarrollar sistemas de establecimiento de especies nativas.

8.3.3 DISEÑO DEL TIPO DE ESPECIE VEGETAL

Una de las decisiones más importantes en el diseño de obras para el control es escoger acertadamente el tipo de especie más apropiado para cada caso en particular.

Para seleccionar el tipo de vegetación debe tenerse factores tales como:

- *Adaptación*. Comúnmente se recomienda emplear plantas comunes en la región que ya estén adaptadas al ambiente.
- *Hábitos de crecimiento*. Tolerancia a pisoteo, quemas, sequías y otros factores adversos.
- *Rapidez de crecimiento*. La rapidez de germinación y crecimiento es un factor muy importante.

- *Sistema de siembra*. Debe diseñarse un sistema de siembra, abono, protección durante la germinación y crecimiento.
- *Sistemas de mantenimiento*
- *Características de absorción*. Cada especie vegetal posee una capacidad de absorción diferente.
- *Características de las raíces.* Tipo de raíz, longitud, densidad del sistema radicular, resistencia.
- *Follaje.* Volumen y peso del follaje, tamaño de las hojas, rugosidad, capacidad de retención de agua.
- *Tipo de suelo*. El pH del suelo y los nutrientes que se requieren para el crecimiento de cada especie.
- *Disponibilidad de agua y humedad*. Algunas plantas requieren determinadas características de humedad.
- *Tipo de protección que se requiere*. Si es solo para control de erosión o se requiere estabilizar el talud.

Criterios para el diseño

- Un primer principio es la utilización de plantas locales que estén adaptadas al clima del sitio. Cada especie tiene sus limitaciones de humedad, temperatura, presión atmosférica, elevación, nutrientes, tolerancia de sustancias, etc. Se requiere que las especies sean compatibles con las características del sitio. La decisión de la especie vegetal requiere del trabajo conjunto de Ingenieros, Biólogos, Forestales y expertos en paisajismo.
- En general la vegetación que absorbe grandes cantidades de agua funciona mejor para el control de la erosión en suelos arcillosos, en zonas húmedas para asegurar un mayor secado y capacidad de absorción en el momento de la lluvia.
- Por el contrario las especies que absorben menos agua serían ideales para suelos arenosos, debido a que no es conveniente que se produzca demasiada sequedad, la cual aumenta la susceptibilidad a la erosión de los suelos granulares (Abramson L. W., 1996).
- La vegetación maderable es más resistente y generalmente posee raíces más profundas y al mismo tiempo su follaje es de mayor volumen y altura, éstos árboles se prefieren cuando se desea mejorar la estabilidad geotécnica del talud.
- Las hierbas y pastos tienen raíces más cortas y densas y son preferidas para el control de la erosión superficial por corrientes de agua. Algunos pastos como el Vetiver (Vetiveria zizanioides) poseen raíces muy densas y profundas y representan especies excepcionalmente efectivas para el control de la erosión.

Algunas hierbas poseen raíces relativamente profundas y poco follaje y pueden preferirse para la protección de las áreas más próximas al agua en la ribera de una corriente.

- Las cañas y bambúes se establecen muy fácilmente en las riberas de ríos y ésta adaptabilidad es muy importante en las decisiones de la especie a utilizar.
- En zonas recreacionales o áreas con acceso a humanos se requiere colocar especies resistentes al pisoteo. Estas especies son generalmente de tallos cortos y flexibles, con sistema de reproducción por estolones, de rápido crecimiento y habilidad para permanecer con las raíces expuestas.
- Al escoger las especies vegetales se debe al mismo tiempo seleccionar el sistema de siembra, la manipulación de la fertilidad del suelo y el manejo de los taludes. En la práctica no existe un sistema ideal y se debe llegar a un acuerdo entre lo mejor y lo que realmente es viable y práctico de acuerdo al sitio.
- Debido a la falta de información sobre especies vegetales es común que se acuda a la especie para la cual se consiguen comercialmente semillas o plántulas (Bayfield, 1995).

Especies indeseables

Existe una gran cantidad de especies vegetales, las cuales aunque pueden cumplir parcialmente con su objetivo de control de la erosión tienen efectos ecológicos negativos. Es el caso de las especies invasoras las cuales se extienden hacia las áreas vecinas acabando con la bio-diversidad existente.

No es conveniente utilizar especies que son apetitosas para los animales y por esta razón no es recomendable utilizar las mismas especies que se utilizan para la alimentación del ganado. En todos los casos es importante la construcción de cercas para impedir el paso del ganado.

La introducción de especies exóticas puede tener un efecto adverso sobre la ecología. Hay una amenaza real de que las especies exóticas invadan los bosques naturales. Comúnmente las especies exóticas destruyen la flora nativa y lo que es peor no permiten el establecimiento de la fauna propia de la región. Sin embargo, la utilización de estas especies es muy común, especialmente en los países latinoamericanos, debido a que los profesionales forestales generalmente conocen muy bien las especies exóticas pero tienen muy poco conocimiento de las características de bio-ingeniería de las especies nativas o plantas silvestres, de las cuales muchas veces no saben ni siquiera el nombre (Lawrance, 1995).

En muchas situaciones es común que no exista información disponible de las especies nativas que se puedan utilizar para el control de erosión. Esto es muy común en América Latina, no existe una cultura de control de erosión utilizando vegetación y simplemente se utilizan las mismas especies que se emplean para ganadería y pastizales.

Número de especies

En todos los casos se recomienda utilizar varias especies en cada sitio, las cuales deben complementarse para lograr un equilibrio ecológico y un sistema capaz de generar una cobertura densa y resistente a los cambios climáticos (Moses, 1998). Generalmente, los programas de revegetalización se realizan en taludes con baja fertilidad y el diseño debe realizarse teniendo en cuenta esta limitante.

Para garantizar un óptimo comportamiento de la cobertura vegetal es conveniente utilizar una mezcla de especies de diferente comportamiento. En tal forma que unas y otras logren un efecto combinado y puedan crecer o regenerarse en condiciones relativamente hostiles. La escogencia de las especies, es tal vez el factor más importante del diseño de la revegetalización. Particularmente en suelos de baja fertilidad se deben utilizar mezclas de 6 a 10 especies incluyendo pastos, hierbas y leguminosas (Morgan y Rickson, 1995).

La selección de las especies apropiadas requiere de un balance cuidadoso de diversas consideraciones (Tabla 8.11). Se debe establecer una estrategia a corto plazo y otra a largo plazo, en tal forma, que se establezca una vegetación lo más rápidamente posible utilizando especies pioneras como una forma de establecimiento de especies más demoradas pero que representan una mejor protección a largo plazo. En todos los casos debe tenerse claro cuál va a ser el comportamiento de la comunidad combinada de especies a largo plazo. Existe la posibilidad que las especies pioneras terminen acabando con las demás especies a largo plazo (Coppin y Stiles, 1995).

TABLA 8.11 Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de especie vegetal.

Tipo de vegetación	Ventajas	Desventajas
Pastos	Versátiles y baratos, amplio rango de tolerancias, fáciles de establecer y cobertura buena y densa de la superficie.	Raíces poco profundas, se requiere un mantenimiento regular en el tiempo.
Cañas y juncos	Se establecen muy bien en riberas de ríos, crecen rápidamente.	Son difíciles de conseguir y se deben sembrar uno a uno con costos altos de mano de obra.
Hierbas	Raíces profundas.	Semillas difíciles de conseguir. Muchas veces son difíciles de establecer.
Leguminosas	Fáciles de establecer. Se mezclan muy bien con los pastos.	No toleran sitios difíciles.
Arbustos	Plantas robustas relativamente fáciles de establecer. Raíces profundas. Bajo mantenimiento.	Costosos cuando no es posible establecerlos por estaca o semilla y algunas veces difíciles de establecer.
Arboles	Muy buena raíz profunda. Requieren poco mantenimiento.	Crecen lentamente. Se requiere un tiempo largo para establecerlos. Generalmente son costosos.

8.4 ESPECIES VEGETALES

8.4.1 PASTOS

Los pastos son el tipo de vegetación más comúnmente utilizado para el control de la erosión, y en ocasiones es el único tipo de protección. Existen una gran variedad de especies (Tabla 8.12), y esto facilita su empleo; Sin embargo debe tenerse en cuenta que el control de erosión no puede limitarse en forma simplista a la siembra de pastos. Entre los tipos de pasto más utilizados se encuentran los siguientes:

Vetiveria Zizanioides

El pasto Vetiver (Vetiveria zizanioides) es tal vez una de las variedades de mayor utilización en el mundo para el objeto específico de la protección contra la erosión. Esta especie crece desde el nivel del mar hasta 2000 msnm, en zonas con precipitación media anual desde 600 mm hasta 6000mm, suelos con pH desde 4.5 hasta 10.5 y temperaturas desde 5°C hasta 45°C. (Anon, 1960). Este pasto es originario del

sureste Asiático especialmente de Malasia y se está utilizando en los países tropicales de todo el mundo como la especie controladora de erosión por excelencia. Su ambiente nativo son los suelos tropicales lateríticos, gravosos, húmedos.

El vetiver se establece muy fácilmente en suelos húmedos y con perfil profundo pero presenta dificultades en suelos secos o perfiles rocosos (Pawar, 1999).

Aunque los tallos muestran detalles anatómicos similares al de otros pastos, morfológicamente es diferente debido a que tiene nudos hinchados. Las raíces son fibrosas y de longitudes mucho mayores que otros pastos (Grimshaw, 1995).

Sistema de reproducción

El Vetiver es una gramínea perenne de tupidos penachos, carentes de aristas, que se reproduce con mucha dificultad. No tiene rizomas, ni estolones, y se propaga mediante divisiones radiculares o tallos enraizados. El Vetiver se propaga sembrando pedazos de tallo con raíces. Generalmente se siembran pequeños pedazos de tallo enraizados separados 10 a 15 centímetros del uno al otro formando hileras semihorizontales o diagonales sobre la superficie del talud. Generalmente se cortan tallos de 15 a 20 centímetros desde la base y aproximadamente 10 centímetros de raíces. En aproximadamente 2 meses se genera una barrera densa y tupida. La poda a altura aproximada de 30 a 50 centímetros reanima la planta y ayuda a formar hileras más tupidas, más rápidamente. Se recomienda una poda anual. La clave para el crecimiento del Vetiver es la calidad del material que se siembra, especialmente el número y longitud de las raíces. Su habitat natural son las tierras pantanosas y en ese habitat, en condiciones especiales puede producir semilla, pero esta situación no es común. Debe tenerse cuidado en establecer un procedimiento de producción y germinación del Vetiver para lograr resultados óptimos.

Recomendaciones para la siembra

Entre los cuidados que se deben tener con la siembra del Vetiver están los siguientes (Yoon P.K. 1995):

1. Las raíces viejas cortadas no regeneran fácilmente y aunque forman algunas raíces estas son muy pequeñas y producen muy poco anclaje al suelo.
2. Los tallos demasiado jóvenes no son muy exitosos para germinación. Se recomienda utilizar tallos de plantas de al menos 4 meses.
3. El trasplante de plantas producidas en bolsas de polietileno debe hacerse entre las 16 y 23 semanas. Si se demora el trasplante el producto no es de buena calidad.

Para formar una hilera totalmente establecida dependiendo del tipo de suelo, la lluvia y la fertilidad puede demorar entre 9 meses y 4 años. Se recomienda sembrar antes de la época de lluvias para aprovechar la humedad durante la época de germinación.

En suelos poco fértiles es importante agregar fertilizante antes de sembrar los tallos enraizados. En Asia el fertilizante utilizado es el Fosfato diamónico.

Características de la planta

La planta crece en grandes macollas a partir de una masa radicular muy ramificada y esponjosa, formando un sistema de hojas densamente tupido. El Vetiver forma masetones concentrados y no es invasiva, la planta puede permanecer en el sitio hasta 60 años (Grimshaw, 1995).

La planta crece en grupos de masetones con ramas rectas de pasto de alturas entre 0.5 y 1.5 metros. Las hojas alargadas son relativamente rígidas, angostas y largas, con longitudes hasta de 75 centímetros y anchos de 8 mm o menos. Los masetones pueden tener diámetros hasta de 1.0 metro en su base.

Las raíces son fibrosas y extraordinariamente profundas (Figura 8.16), formando un sistema extensivo de raíces con gran densidad, aunque de pequeño diámetro.

Desde el punto de vista de Ingeniería este sistema de raíces presenta una gran resistencia a la tracción y prácticamente impide la erosión, resistiendo velocidades muy altas de corriente y grandes turbulencias. El Vetiver crece muy rápidamente en terraplenes de suelos sueltos, debido a que la raíz profundiza más fácilmente en suelos sueltos que en suelos duros y alcanza mayores profundidades.

El Vetiver es capaz de soportar grandes sequías debido a que su raíz profunda (más de 3.0 metros) penetra suelos que mantienen la humedad durante las temporadas secas. Este pasto tolera altos niveles de toxicidad del suelo por manganeso, aluminio y otros metales y crece también en suelos sódicos y salinos. El Vetiver tolera el fuego y germina nuevamente después del fuego. La densidad de las hileras de Vetiver ayuda en forma importante a la sedimentación. El Vetiver puede sobrevivir varios meses bajo el agua y al bajar la inundación crece nuevamente.

Tiene el prestigio de repeler ratas y roedores debido a que tiene un aceite fuertemente aromático que es desagradable para los animales y sus hojas afiladas ahuyentan las serpientes. Adicionalmente, no permite

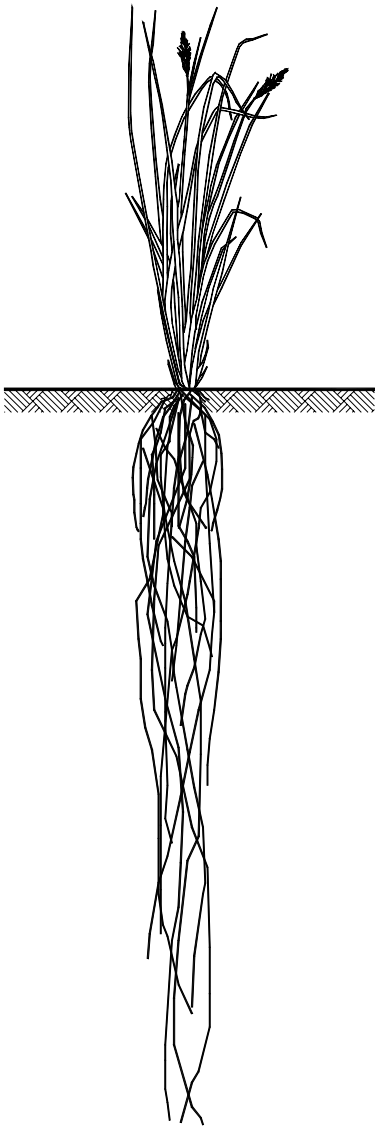


FIGURA 8.16 Esquema de una planta de pasto Vetiver.

el crecimiento de otras hierbas dentro del masetón. Debido a su denso sistema radicular repele a los rizomas de las gramíneas.

Braquiaria Decumbens Stapf

El pasto Braquiaria «Brachiaria Decumbens Stapf» es una gramínea perenne de tallos largos, algunos rastreros y otros erectos, sus hojas son de color verde intenso, planas y relativamente anchas; están cubiertas de pelos. El pasto braquiaria se adapta muy bien a alturas comprendidas entre el nivel del mar y los 2200 metros. Es resistente a las sequías y a las quemas. Tiene una buena resistencia a la quema, resistencia a los intensos veranos y bajos costos de mantenimiento. Se adapta fácilmente a suelos ácidos. Para las siembra se requiere material vegetativo o se emplea semilla. La brachiaria es invasora y compite con la maleza, se reproduce fácilmente por estolones pero cuando se emplea semilla tiene muy bajo porcentaje de germinación. Lo atacan plagas como la «Salivita» (Aeneolamia vavia).

Melinis minutiflora

El pasto Gordura, Chopín o Yavaguá (Melinis Minutiflora) peluda es un pasto bajo muy bien adaptado a alturas comprendidas entre los 200 y 2300 m.s.n.n.m. y precipitaciones entre 800 y 4000 mm al año, con temperaturas entre los dieciocho y veintisiete grados centígrados y precipitación entre los ochocientos y cuatro mil m.m. al año. No resiste bien la sequía ni las inundaciones. Es muy útil como protector contra la erosión especialmente en climas templados. Las plantas crecen en forma semirecta con tallos basales que se extienden de la corona. Se desarrollan raíces en los nudos de los tallos, los cuales se extienden por el suelo.

El pasto gordura no resiste el pisoteo, es extremadamente susceptible a las quemas, debido a que sus características favorecen la combustión. La semilla tiene un poder germinativo bajo (cerca del siete por ciento). Aunque se adapta bien a suelos pobres, se comporta mejor en suelos fértiles. Generalmente se reproduce por semilla (treinta kilogramos por hectárea) preparando bien el terreno.

Pennisetum Clandestinum

El Kikuyo (Pennisetum Clandestinum) es una de las gramíneas más comunes y más bien adaptadas a la zona de clima frío. No prospera bien en suelos muy pobres y tolera la sequía. Tiene raíces profundas. Es uno de los pastos más útiles para control de erosión. Se le utiliza en muchas partes del mundo, en climas tropicales (Ogasawara, 1996). Su crecimiento es muy rápido y tiene muy buena cobertura de raíz semiprofunda y estructura de estolón fuerte. Tolera las sequías pero es muy susceptible a las heladas. Las plantas se extienden superficialmente y en los nudos de los rizomas y estolones se forman raíces, retoños y ramificaciones. Se puede formar un césped denso con un espesor que puede llegar a 50 centímetros semejante a un colchón. Esta especie se propaga vegetativamente por medio de estolones o mediante semilla. El kikuyo es invasor y elimina otros pastos. Crece muy bien en suelos de textura arcillosa. Es resistente a las quemas y permite el pisoteo.

TABLA 8.12 Características de algunos pastos utilizados para el control de la erosión.

Nombre Científico	Nombre común	Altitud msnm	Temperatura	Lluvias MM/Año	Reproducción	Invasor	Resist Quemas	Resist Pisoteo	Resist Sequías	Terreno
Vetiveria Zizanoides	Vetiver	0 a 2000	5 a 45	600 a 6000	Tallos enraizados	No	Si	Si	Si	Preferentemente húmedo
Brachiaria Decumbens Stapf	Braquiaria	0 a 2200	20 a 30	800 a 4000	Cepas, estolones y semillas	Si	Si	Si	Si	Bien drenado, ácido
Melinis Minutiflora	Gordura	300 a 3300	18 a 27	800 a 3000	Semillas	No	No	No	No	Bien drenado a húmedo
Pennisetum Clandestinum	Kikuyo	0 a 3300	10 a 30	800 a 2000	Estolones y semillas	Si	Si	Si	Si	Bien drenado a húmedo
Hipasrhemia Rufa Stapf	Puntero	0 a 2000	20 a 30	600 a 1000	Cepas y semillas	No	No	Si	Si	Bien drenado
Dicahnthium Aristatum	Angleton	600 a 1800	23 a 30	1000 a 4000	Estolones y semillas	Si	No	Si	No	Bien drenado neutro
Festuca Arundinacea	Festuca	2000 a 3200	15 a 20	900 a 1700	Semillas	No	No	No	No	Húmedo a bien drenado
Panicum Maximum	Guinea	0 a 2200	20 a 30	1000 a 4000	Cepas y semillas	No	No	No	No	Húmedo a bien drenado
Brachiaria Mutica	Para-Admirable	0 a 1700	22 a 30	1000 a 4000	Estolones	Si	Si	Si	No	Húmedo
Disitaria Decumbens	Pangola	0 a 2200	18 a 30	1000 a 2000	Estolones	Si	Si	Si	Si	Húmedo a bien drenado
Lolium Perenne	Raigras Perenne	2200 a 3000	10 a 20	1500 a 4000	Semilla	No	No	Si	No	Húmedo
Centrosema Plumieri	Centro	0 a 1600	25 a 30	600 a 1000	Cepas (Rastrero)	Si	No	Si	Si	Secos
Pueraria Phaseoloides	Kudzu Tropical	0 a 2000	22 a 30	1000 a 2000	Cepas (Rastrero)	Si	No	No	No	Húmedo a bien drenado
Desmodium spp.	Pega – Pega	0 a 3000	18 a 30	1000 a 2000	Cepas (Rastrero)	Si	No	No	Si	Bien drenado
Stenotratum Secundatum	San Agustín	300 a 2000	18 a 25	1000 a 2000	Cepas	Si	No	No	Si	Bien drenado
Penniceteum purpurerum	Elefante	300 a 2300	18 a 27	1000 a 3000	Cepas, estolones y semillas.	Si	No	Si	No	Húmedo neutro
Cymbopogum Citratus	Limonaria	300 a 2000	18 a 25	1000 a 3000	Estolones	No	No	Si	Si	Bien drenado

Hipasrhemia rufa stapf

El Puntero o Yaragua uribe (Hiphasrshemia rufa (Nees) Stapf), crece desde el nivel del mar hasta los 2000 m.s.n.m., está muy bien adaptado al clima cálido y es resistente al calor, la sequía y las quemas. Resiste el pisoteo y reproduce en suelos pobres que tengan buen drenaje. Se desarrolla en temperaturas medias de 20° a 30° y precipitaciones que varían de 800 a 2000 mm. anuales. Utilizado con éxito en el control de erosión en el Valle del Cauca, en Colombia. Crece en matojos pero formando un césped denso. Se siembra por semilla al voleo (20 kg/hectárea). La germinación de la semilla es baja. Puede propagarse también por cepas. Resiste muy bien el pisoteo pero no es resistente a las quemas.

Disitaria Decumbens Stent

El pasto Pangola (Disitaria Decumbens Stent), se desarrolla desde el nivel del mar hasta 2200 y crece muy bien en zonas de precipitación entre 650 y 750 milímetros al año, es un pasto muy útil en el control de erosión, tolera un amplio margen de climas del cálido al templado y suelos, tolera la sequía y PH del suelo de 4.5 a 8.5. Alrededor del 75% de las raíces se

encuentran a treinta centímetros de profundidad y forma una red muy resistente al cortante. Muy agresivo e invasor, suprime las malezas se siembra por tallos, cepas y estolones. Es fácil de establecer y forma rápidamente un prado denso.

Penniceteum purpurerum

El pasto Elefante (Penniceteum purpureum) crece bien desde el nivel del mar hasta 2200 metros pero su mejor desarrollo se obtiene hasta los 1500 metros, tolera bien las heladas, las sequías y las inundaciones. Su establecimiento en sitios secos es difícil y generalmente requiere humedad. Se le ha utilizado para el control de erosión en la zona cafetera de Colombia. Crece hasta los dos y tres metros de altura, se comporta como planta perenne pero requiere cortes continuos. Se propaga principalmente por trozos de tallos o cepas de surcos distanciados de cincuenta centímetros a un metro. Para una hectárea se requiere mil quinientos kilos de material vegetativo. El PH del suelo debe ser entre cinco punto cinco y siete punto cero. Requiere buena cantidad de agua y no es viable plantarlo en sitios secos. Las raíces son muy resistentes a la tensión y tienen una profundidad de aproximadamente 50 centímetros. Cuando ocurren grandes corrientes, el pasto Elefante se inclina permitiendo el paso del agua y protegiendo a su vez contra la erosión.

Stenotratum Secundatum

El pasto San Agustín (Stenotratum Secundatum) es una gramínea de crecimiento relativamente lento, que tolera taludes de pendiente alta, no requiere poda. El pasto San Agustín no se recupera después de un incendio y hay que hacer resiembra. Se extiende fácilmente en forma lateral ayudando al control de la erosión.

Cynodon dactylon

El pasto Bermuda (Cynodon dactylon) se reproduce por semilla que se consigue comercialmente o por medio de estolones. Tiene raíces poco profundas pero se extiende lateralmente ayudando a proteger contra la erosión, especialmente en zonas de baja pendiente; se utiliza para cubrir bermas de carreteras y para recubrimiento de zanjas o pequeños canales (Brown y Clark 1995). Además se le emplea para paisajismo debido a su apariencia vistosa. Su uso es común en las islas del Caribe.

Panicum Maximum

El pasto Guinea (Panicum maximum) se reproduce por semilla o estolón. Es invasora y coloniza los taludes de las carreteras rápidamente, sus hojas pueden alcanzar alturas hasta de un metro. Su uso es común en las islas del Caribe.

Tripsacum laxum

El pasto guatemalteco (Tripsacum laxum) es un pasto que se adapta a climas cálidos y medios y crece desde el nivel del mar hasta 2000 metros y en regiones cuya precipitación varía de 800 a 2000 mm anuales, con temperaturas entre 18 y 28º C. Se adapta fácilmente a suelos pobres y es resistente a la sequía. Los tallos crecen erectos y alcanzan alturas entre 2.3 y 3.0 metros con hojas anchas y alargadas. Se propaga mediante rizomas cortos y fuertes. Su uso es común para el control de la erosión en las islas del Caribe.

Cymbopogum citratus

La Limonaria (Cymbopogum Citratus) se le emplea en taludes para construir barreras horizontales que disminuyan la velocidad del agua y en esa forma se evita la erosión. Tiene un gran parecido con el pasto Vetiver. Se acostumbra a colocar barreras cada 2.5 metros. Su siembra es por estolones cada 30 centímetros mediante huecos individuales.

8.4.2 HIERBAS Y JUNCOS

Existe una gran cantidad de hierbas que se utilizan para el control de erosión, sin embargo, la mayoría de ellas no han sido estudiadas y no existen métodos comprobados de utilización. Entre las hierbas utilizadas para control de erosión se pueden incluir las siguientes:

Calliandria Calothyrsus

La Calliandra (Calliandra calothyrsus). Se propaga por semilla o por ramas enterradas. Para la siembra por semilla requiere de establecimiento en un vivero. Ha sido muy utilizada en Jamaica para construir barreras para el control de erosión en taludes de alta pendiente. La resistencia de sus ramas facilita la sedimentación. Permite la poda.

Pittosporum undulatum

Es una especie invasora muy rápida, la cual se le utiliza para obras de bio-ingeniería en las islas del Caribe. Por su gran capacidad de invasión se le atribuyen efectos ecológicos desastrosos porque puede destruir las especies nativas.

Otras especies de hierbas :

Zoizia tennuifolia
Wedelia Tribolata

8.4.3 ÁRBOLES Y ARBUSTOS

Para la protección de taludes y el control de orillas de corrientes de altura hasta un metro, se han utilizado árboles y arbustos. Existe una gran variedad de

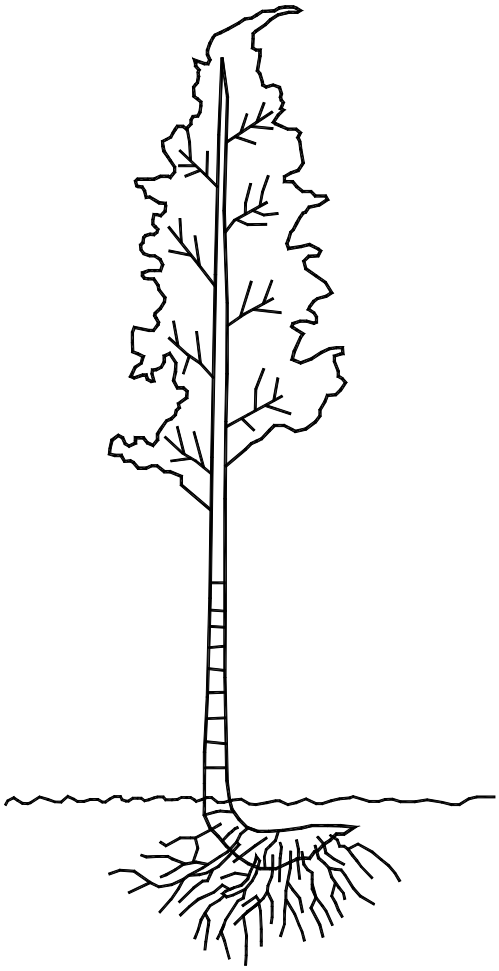


FIGURA 8.17 Esquema de una planta de Bambusa guadua.

árboles que pueden ser utilizados para el control de erosión (Tabla 8.13). Entre los más importantes se menciona el Grano Macheto (Inga espectabilis), que alcanza cuatro metros de altura y tiene un potente sistema radicular; arbustos del género de la Calliandra, la Caña Brava (Cynerium sasgittatum), la Guadua y el Bambú y el Sauce Playero. En Bucaramanga se ha empleado para taludes secos el Oitti (Licania Tormentosa), cuya frondosidad de capa propicia sombra para el control de malezas y posee una raíz pivotante. Su siembra se aconseja en cuadrículas de 5.0 m. * 5.0 m.

Bambusa Vulgaris

El Bambú (Bambusa vulgaris) es una caña de altura entre 6 y 10 metros se propaga por pedazos de tallo o estolón. El Bambú al crecer va adquiriendo una red de raíces finas, las cuales se extienden sobre un área grande generando un refuerzo. El Bambú en la zona central del sistema de grupos de plantas puede tener raíces hasta de 5 metros de profundidad. Las plantas de Bambú al adquirir gran altura por su peso de varias toneladas por grupo de plantas, puede representar un problema de estabilidad para taludes de alta pendiente.

Bambusa guadua

La guadua es una especie de bambú con tallos de gran diámetro y altura considerable (Figura 8.17). La guadua requiere de precipitaciones superiores a 1000 mm al año. Se desarrolla a altitudes entre 0 y 2000 m.s.n.m., el óptimo desarrollo se logra entre 900 y 1600 m.s.n.m.

El sistema radicular está conformado por rizomas subhorizontales y cespitosas que crecen formando macollas (Giraldo y Sabogal, 1999) y de estos rizomas salen raíces y raicillas adventicias poco profundas, las cuales forman una red interconectada muy densa y resistente. Los rizomas pueden alcanzar profundidades entre 1 y 3 metros.

La multiplicación vegetativa de la guadua se realiza por los rizomas. De los rizomas emergen nuevos tallos. También se reproducen sexualmente o por semilla. La germinación de la guadua ocurre a los 23 días de sembrada la semilla. También se puede propagar por segmentos de tallo o por chusquinos.

El documento de Giraldo y Sabogal (1999) presenta una compilación muy completa sobre las características, reproducción, manejo y uso de la guadua.

Para control de erosión la guadua tiene dos usos específicos que son: la protección de las riberas de corrientes, gracias a su densa red radicular y como material para la construcción de trinchos y estructuras para el establecimiento de vegetación.

Gliricida sepium

El mataratón (Gliricidia Sepium) es una leguminosa arbórea y perenne que crece hasta 10 metros de altura con raíces profundas (Figura 8.18). Produce gran cantidad de ramas y hojas (Bernal, 1991). Crece bien desde el nivel del mar hasta 1500 metros de altura. Se desarrolla en una amplia variedad de suelos incluyendo los ácidos y los erosionados. Soporta bien la sequía pero no se adapta bien en suelos demasiado húmedos. Aunque se reproduce por semilla es común su establecimiento por estaca. Las estacas deben tener más de seis meses pero no ser demasiado viejas y de un tamaño de 1.5 metros de longitud y 35 a 40 milímetros de diámetro. Los rebrotes salen en tres a cuatro semanas y a las diez semanas ya se observa la nodulación. Ha sido muy utilizada en las islas del

FOTOGRAFÍA 8.3 Siembra de estolones de pasto vetiver.

FOTOGRAFÍA 8.4 Colocación de cespedones de pasto.

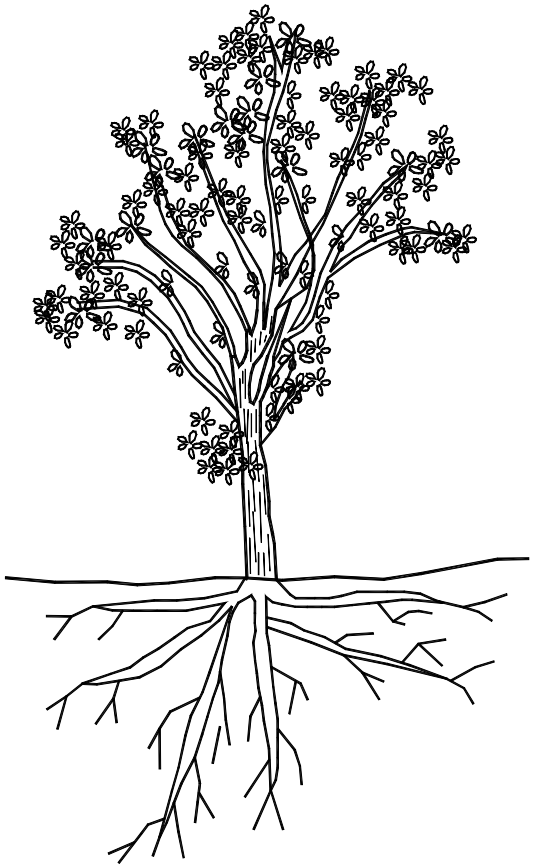


FIGURA 8.18 Esquema de una planta de Gliricida sepium.

Caribe. El mataratón es muy utilizado en Colombia para estacas vivas y enramados en control de erosión. Es un árbol utilizado para propósitos múltiples que se propaga por semilla, por estacas verticales o por ramas vivas enterradas. Se le emplea para la construcción de cercas vivas, trinchos y para enramados, debido a la facilidad con que se propaga por ramas. Tolera fácilmente los sitios de bajo contenido de nutrientes.

Albizia Lebbeck

La lengua de mujer (Albizia Lebbeck). Se propaga por semilla. Ha sido utilizado en las islas del Caribe y en Hong-Kong. Permite la poda. Alcanza alturas superiores a 7 metros, es de rápido crecimiento y tolera fácilmente sitios rocosos, áreas húmedas y exposición al sol.

Hematoxlun campechanum

Arbol que se propaga por semilla. Es un gran productor de semillas, las cuales están disponibles en el mes de abril. Es utilizado en las islas del Caribe para el control de erosión. Permite la poda.

Citatexylum spinosum

Arbol que se propaga por estaca. Utilizado en las islas del Caribe para control de erosión. Permite la poda.

Eucalyptus globulus

Eucalipto (Eucalyptus Glóbulus) empleado como estaca para trinchos y para enramados vivos. Es Originaria de Colombia. Se le está utilizando para el control de erosión en toda Centroamérica y las islas del caribe. Sus principales características son una raíz profunda pivotante (Figura 8.19). y una extraordinaria capacidad de evapotranspiración. En temporadas de sequía puede producir un secamiento excesivo del suelo, eliminando otras especies vegetales, y en suelos arcillosos blandos puede inducir asentamientos del terreno considerables.

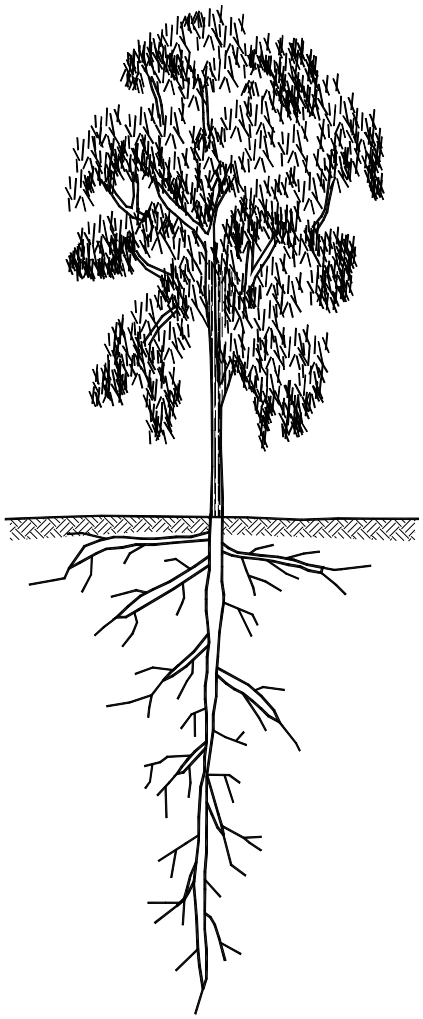


FIGURA 8.19 Esquema de una planta de Eucalyptus globulus.

Otras especies

Se mencionan otras especies que se han utilizado para el control de erosión en los trópicos:

Paraserianthes lopantha
Alchornea Latifolia
Acacia mearnsii
Bursera simuruba
Brunelia comocladifolia
Bauhina spp.
Montanoa Lehmanni (Arboloco)
Psidium Guajaba (Guava o guayaba)

TABLA 8.13 Especies de árboles utilizados para Manejo de taludes en Colombia (Adaptado de Escobar-1998 y Parent, 1989).

Nombre científico	Nombre vulgar	Altitud ms.n.m.	Raíces	Siembra por estaca	Uso Principal
Abaria parviflora	Duraznillo	2200 a 3000			Protección de nacimientos de agua
Acacia decurrens	Acacia negra	2000 a 3000	Profundas		Control de erosión
Acacia melanoxylon	Acacia	2000 a 2800	Profundas		Control de erosión
Aegiphila grandis	Vara blanca	1000 a 2000		X	Sombrío
Albizia carbonaria	Jalapo	600 a 1800	Superficiales		Sombrío
Alnus acuminata	Aliso	1700 a 3000	Amplias Superficiales	X	Protección de nacimientos de agua
Alnus joruilensis	Aliso	1900 a 3300	Amplias superficiales	X	Control de erosión
Anacardium excelsum	Caracolí	0 a 1300	Profundas		Sombrío
Arundo donax	Caña brava	1300 a 2600		X	Protección de nacimientos de agua
Aspidosperma polynerum	Carreto	0 a 600			Protección de nacimientos de agua
Baccaharis bogotensis	Ciro	1800 a 3000			Control de erosión
Baccaharis latifornia	Chilca	2000 a 3300			Control de erosión
Bambusa guadua	Guadua	0 a 1900		X	Protección de nacimientos de agua
Bambusa vulgaris	Bambú	0 a 1600		X	Protección de nacimientos de agua
Bulnesia carrapo	Guayacán	0 a 600			Control de erosión
Caesalpinia spinosa	Dividivi	1600 a 2900		X	Control de erosión
Cassia grandis	Cañafístula	0 a 1100	Superficiales		Sombrío
Cavendishia cordifolia	Uva de anís	2000 a 3000			Protección de nacimientos de agua
Causarina equisetifolia	Casuarina	0 a 2300	Profundas		Control de erosión
Clorophora tinctoria	Mora	0 a 1100			Control de erosión
Chusquea scandens	Chusque	2000 a 3200		X	Protección de nacimientos de agua
Clusia multiflora	Cucharo	1800 a 2800		X	Protección de nacimientos de agua
Cedrela montana	Cedro de tierra fría	1600 a 2800	Profundas		Sombrío
Cedrela odorata	Cedro	0 a 1600	Profundas	X	Sombrío

Nombre científico	Nombre vulgar	Altitud ms.n.m.	Raíces	Siembra por estaca	Uso Principal
Ceiba pentandra	Ceiba	0 a 1300	Superficiales		Protección de nacimientos de agua
Cordia alliodora	Móncoro	100 a 1800	Laterales superficiales	X	Sombrío
Cordia dentata	Gomo	0 a 700		X	Control de erosión
Croton cupreatus		1100 a 1700			Protección de nacimientos de agua
Croton funckianus	Croto	1600 a 2800			Protección de nacimientos de agua
Cupressus lusitanica	Ciprés	1200 a 2800	Superficiales		Sombrío
Cytisus monspessulans	Retamo	2000 a 2900			Control de erosión
Delea coerulea	Chiripique	2400 a 3200		X	Control de erosión
Decussocarpus rospigliosii	Pino	1700 a 2900			Protección de nacimientos de agua
Decussocarpus rospigilosil	Pino colombiano	1000 a 2800	Profundas		Control de erosión
Delonix regia	Acacia	0 a 1200			Sombrío
Dodonea viscosa	Hayuelo	2200 a 2900			Control de erosión
Duranta mutisii	Espino	2000 a 3000		X	Control de erosión
Entereloblum cyclocarpum	Dormilón	0 a 1200	Superficiales		Protección de nacimientos de agua
Erytrina edulls	Chachafruto	600 a 1800	Superficiales	X	Control de erosión
Erytrina fusca	Búcaro	500 a 1400	Profundas	X	Protección de nacimientos de agua
Erytrina poeppigiana	Anaco rojo	600 a 1700	Profundas	X	Protección de nacimientos de agua
Eritrina rubrinervia	Chocho	1300 a 2500	Profundas	X	Control de erosión
Escallonia paniculata	Tobo	2000 a 2800			Protección de nacimientos de agua
Eucalyptus globulus	Eucalipto globulus	1800 a 3000	Profundas	X	Control de erosión.
Eucalyptus grandis	Eucalipto grandis	500 a 2200	Profundas		
Ficus soatensis	Caucho	1800 a 3000	Profundas	X	Protección de nacimientos de agua
Ficus tenquendamae	Caucho	2200 a 2800	Profundas	X	Protección de nacimientos de agua
Fraxinus chinensis	Urapán	1500 a 2800	Profundas	X	
Gliricidia sepium	Matarratón	0 a 1500	Superficiales	X	Control de erosión
Gmelina arborea	Melina	0 a 1000	Profundas	X	Sombrío
Gauzuma ulmifolla	Guasimo	0 a 1500	Profundas		Sombrío
Gynerium sagittatum	Caña flecha	0 a 1000	Superficiales	X	Protección de nacimientos de agua
Hesperomeles goudotiana	Mortiño	2600 a 3200			Protección de nacimientos de agua
Inga codonantha	Guamo	900 a 1700	Profundas		Protección de nacimientos de agua

Nombre científico	Nombre vulgar	Altitud ms.n.m.	Raíces	Siembra por estaca	Uso Principal
Inga densiflora	Guamo	300 a 1700	Profundas		Sombrío
Jacaranda caucana	Gualandai	400 a 1700	Superficiales		Sombrío
Juglans neotropica	Nogal	1600 a 2500	Profundas		Sombrío
Lanfoensia speciosa	Guayacán amarillo	1900 a 2300			Protección de nacimientos de agua
Leucaena lucocephala	Leucaena	0 a 1500	Profundas	X	Control de erosión
Miconia squamulosa	Tuno	2500 a 3500			Protección de nacimientos de agua
Mycianthes leucoxyla	Arrayan	2400 a 3000	Extendidas		Protección de nacimientos de agua
Myrcia popayanensis	Arrayan	1100 a 2200	Extendidas		Control de erosión
Myrica pubescens	Laurel	2000 a 2800			Protección de nacimientos de agua
Ochroma pyramidale	Balso	0 a 1700	Superficiales		Control de erosión
Oeropanax bogotense	Higuerón	2300 a 3000			Protección de nacimientos de agua
Oeropanax floribundum	Pata de gallina	2000 a 2900			Protección de nacimientos de agua
Pinus oocarpa	Pino ocarpa	300 a 2200	Profundas		Sombrío
Pinus patula	Pino pátula	800 a 3300	Profundas		Sombrío
Pithecellobium saman	Saman	400 a 1300	Superficiales		Sombrío
Podocarpus oleifolius	Pino	1800 a 3200	Profundas		Sombrío
Polylepis quadrijuga	Colorado	2600 a 3600			Protección de nacimientos de agua
Polimnia pyramidalis	Arboloco	2300 a 3000		X	Protección de nacimientos de agua
Platymiscium hebestachyum		0 a 800			Sombrío
Prumnopitys Montana	Pino	1900 a 3000	Profundas		Sombrío
Pseudosamemea guachapele	Nauno	0 a 1300	Medio superficiales		Control de erosión
Quercus humboldtil	Roble	2000 a 2800	Profundas		Sombrío
Salíx humboldtiana	Sáuce	300 a 2800	Superficiales extensas	X	Control de erosión
Salís viminalis	Mimbre	1600 a 2800		X	Protección de nacimientos de agua
Samanea saman	Saman	0 a 1200			Sombrío
Solanum ovalifolium	Tachuelo	2000 a 3000			Protección de nacimientos de agua
Tabebula chrysantha	Guayacán amarillo	100 a 1900	Superficiales		Sombrío
Tabebula rosea	Guayacán rosado	0 a 1800	Profundas	X	Control de erosión
Tectona grandis	Teca	0 a 1000	Profundas	X	Sombrío
Terminalia catappa	Almendro	0 a 1100	Profundas		Sombrío
Termonalia ivorensis	Terminalia	0 a 1300	Superficiales extensas	X	Sombrío

Nombre científico	Nombre vulgar	Altitud ms.n.m.	Raíces	Siembra por estaca	Uso Principal
Tibouchina lepidota	Siete cueros	2000 a 3000			Protección de nacimientos de agua
Trichanthera gigantea	Aro o Nacedero	600 a 1700	Superficiales		Control de erosión
Trichanthera frigida		2300 a 3000			Protección de nacimientos de agua
Viburnum triphylum	Juco	2400 a 3200			Protección de nacimientos de agua
Vitex cymosa	Aceituno	1100 a 1800	Superficiales extensas		Sombrío
Weinmannia tomentosa	Encenillo	2400 a 3500			Protección de nacimientos de agua

8.5 LOS NUTRIENTES

8.5.1 NUTRIENTES NATURALES

Contenido de materia orgánica

El contenido de materia orgánica de un suelo es considerado uno de los factores más importantes para el establecimiento de la vegetación. La materia orgánica cumple dos funciones básicas en el suelo. Uno de ellos es el mejorar la estructura del suelo para permitir una mejor aireación y movimiento de la humedad y otro es como fuente de nutrientes para las plantas y los microorganismos. El contenido de materia orgánica depende principalmente de la cantidad de material vivo que ha sido agregado al suelo en su formación.
Los suelos en sitios alterados por las construcciones tienen niveles de materia orgánica por debajo del promedio debido a que los mantos orgánicos son levantados para la construcción de cortes o son cubiertos por rellenos de suelos con poco contenido orgánico.

El contenido de materia orgánica de un suelo es un indicador de su fertilidad, habilidad para soportar poblaciones microbiales, retención de elementos necesarios para la nutrición de las plantas y retención de agua. El suelo orgánico permite desarrollar una serie de procesos de microorganismos, los cuales se requieren para el establecimiento de vegetación.

Bacterias y hongos

Las bacterias ayudan a mantener el balance del suelo. Ellas actúan como descomponedores, consumidores de patógenos y materia orgánica y productores de pegantes que mantienen la estructura del suelo. Existen millones de especies de hongos y bacterias pero solamente un pequeño número de ellas han sido identificados. Algunos hongos son descomponedores que consumen azúcares y otros que se conocen como hongos micorrizales son esenciales para la supervivencia de ciertas plantas.

Los hongos micorrizales le permiten a las plantas sobrevivir a los esfuerzos de temperaturas extremas, sequías y baja fertilidad de los suelos. Las colonias de hongos están presentes en los sistemas de raíces de muchas especies de plantas en terrenos áridos y semiáridos, aunque también se encuentran en zonas de alta pluviosidad.

El papel de los hongos micorrizales en zonas áridas aparentemente está relacionado con su capacidad para adquirir recursos de nutrientes para las plantas. Estos hongos solubilizan algunos elementos minerales como el fósforo para que puedan ser tomados por las raíces. En esta forma las raíces utilizan los hongos que se encuentran alrededor de ellas. Los sistemas de raíces de algunas plantas crecen en una simbiosis con los hongos. Esto equivale a que la energía en forma de compuestos orgánicos carbónicos se mueve primariamente del hongo a la planta y los recursos inorgánicos, principalmente los fosfatos se mueven del mineral al hongo.

El ciclo de nutrientes en gran parte es controlado por las bacterias y las ratas relativas de crecimiento de la biomasa bacterial incluyendo las algas de las raíces. Las pérdidas de porciones significativas de biomasa bacterial, o pérdida de ciertos fijadores de nitrógeno o bacteria nitrificante, limitan seriamente el

establecimiento de la vegetación en un sitio. Las capas delgadas de suelo orgánico que aparecen sobre la corteza terrestre son ricas en biomasa bacterial y hongos micorrizales. La pérdida de estas capas delgadas de suelo durante la construcción de una carretera u otras alteraciones del medio ambiente dificultan entonces el establecimiento de la vegetación. Es muy difícil establecer una cobertura vegetal completa sobre taludes sin suelo orgánico. El restablecimiento de un lente de biomasa necesario para el establecimiento exitoso de la vegetación puede tomar varias décadas (Steinbacher, 2001).

Nematodos, protozoos, artrópodos, gusanos y otras criaturas

Los nematodos son pequeños gusanos redondos que no son visibles al ojo humano. Algunos tipos de nematodos comen bacterias y sueltan nitrógeno y fósforo al suelo y otros consumen algunas especies de hongos.

Los protozoos son elementos vivos de una sola célula que desarrollan funciones en el suelo manteniendo en control las poblaciones de bacterias y hongos y ayudando a transformar el nitrógeno para que sea tomado por la planta.

Los artrópodos son criaturas muy pequeñas o grandes que incluyen las hormigas y los cienpiés y funcionan abriendo espacios para airear el suelo.

Los depredadores del suelo son los gusanos, ellos se comen todo lo que se encuentra dejando una gran cantidad de nutrientes detrás, si el suelo tiene gusanos el suelo es rico en nutrientes.

8.5.2 COLOCACIÓN DE NUTRIENTES

Los suelos alterados o pobres en nutrientes pueden ser mejorados utilizando elementos orgánicos para permitir el establecimiento de la vegetación. Los suelos con bajo contenido de nutrientes orgánicos tienen poblaciones muy bajas de hongos y bacterias que se requieren para una producción vegetal exitosa. En el mercado existe una gran cantidad de productos que permiten activar las actividades orgánicas de los suelos. Los fertilizantes son agregados que proveen nutrientes específicos.

Algunas de las funciones de los fertilizantes son las siguientes (Brooker, 2001):

- Descomponer la materia orgánica para convertirla en humus.
- Unir las partículas de suelo para proveer una buena estructura.
- Proteger las raíces de enfermedades y patógenos.
- Retener los nutrientes.
- Transportar los nutrientes retenidos hacia la planta.
- Producir hormonas que le permitan crecer a las plantas.
- Filtrar los contaminantes.

El funcionamiento del suelo es un ecosistema muy extenso que consiste de: suelo, minerales, bacterias, hongos, protozoos, nematodos, artrópodos, gusanos y otros elementos que interactúan cada uno desarrollando una función vital dentro del suelo. Un suelo funcionando correctamente es capaz de transportar los nutrientes a la planta, proteger las raíces de enfermedades y parásitos, producir hormonas, permitir el crecimiento de las plantas, destruir los contaminantes y descomponer la materia orgánica.

Reutilización de los suelos orgánicos

Tal vez el sistema más efectivo de colocación de nutrientes es la colocación de suelo orgánico. En la mayoría de los proyectos de construcción por razones ambientales se exige guardar el suelo vegetal para recolocarlo nuevamente sobre los taludes. Este suelo permite fácilmente el reestablecimiento de la actividad de bacterias y hongos micorrizales, los cuales facilitan el crecimiento de las plantas. La colocación de suelos orgánicos permite por lo tanto el establecimiento de pastos nativos, hierbas y otras especies especialmente útiles para el control de erosión y estabilización de los taludes.

Compost

El compost es un subproducto de la descomposición de las basuras domésticas orgánicas, el cual se utiliza como nutriente para el suelo. También se puede obtener compost como subproducto de la madera o la paja. Este es un material orgánico que no ha sido suficientemente curado o sea que está sujeto a descomposición en la presencia de oxígeno.

No todos los productos de compost son iguales, cada compost es diferente y debe ensayarse para conocer sus características y determinar su viabilidad como nutriente para la vegetación que se desea establecer, de acuerdo a las condiciones naturales del suelo.

Se debe tener especial cuidado con las toxinas tales como el ácido bórico y el arsénico. También debe analizarse su salinidad, contenido total de nutrientes, tamaño de partículas, aireación, amonio, ácidos orgánicos y relación de nitratos. Algunos compost maduros son materiales de humus producto de elementos vegetales como hojas y madera donde la descomposición ocurre en forma muy natural por microorganismos tales como bacterias y hongos. Estos compost pueden durar hasta seis meses en descomponerse. Los buenos productos de compost no deben ser olorosos. Los olores reflejan la presencia de ácidos orgánicos volátiles, los cuales no se han descompuesto en presencia de oxígeno.

Residuos de origen animal

Los residuos descompuestos de origen animal como el estiércol o la gallinaza contienen altos niveles de nutrientes en una forma de complejo químico y biológico beneficioso para el crecimiento de los microorganismos de especies nativas.

Acidos húmicos

Los ácidos húmicos son ácidos orgánicos contenidos en algunas lutitas o rocas carbonosas formadas por vegetación del periodo carbonífero. Estas lutitas contienen estos ácidos orgánicos que facilitan la estimulación al crecimiento de las plantas y mejoran la disponibilidad de hierro y otros minerales requeridos para el crecimiento de la vegetación. Los ácidos húmicos también aumentan la toma de nitrógeno por las plantas y su utilización eficiente. La colocación de sustancias húmicas es muy efectiva en suelos con menos del 2% de materia orgánica, debido tal vez a que ellos son un sustituto para la estructura coloidal y las reacciones químicas que ocurren naturalmente en el humus y materia orgánica.

Zeolita

Esencialmente la zeolita es una roca pero una roca de naturaleza especial. Las zeolitas se formaron donde la ceniza volcánica fue depositada en lagos antiguos alcalinos y la interacción entre las cenizas y las sales del lago alteraron la ceniza (Goff, 2001). La zeolita tiene una estructura de cristales tridimensional, la cual absorbe y suelta el agua en sus espacios de los poros. Tiene una alta capacidad de intercambio catíonico y una gran capacidad para absorber y soltar iones de amonio y de potasio. La zeolita se le utiliza para mejorar la calidad de los suelos, debido a que retiene la humedad y los nutrientes facilitando la formación de altos contenidos de materia orgánica.

Uso de leguminosas

La siembra de leguminosas se usa principalmente para mejorar la estructura del suelo, aireación y para movimiento de agua. Las leguminosas adicionalmente ayudan a la fijación del nitrógeno y a la modificación de la estructura del suelo. Algunas de estas leguminosas persisten en el ecosistema después de la siembra de otras especies pero otras desaparecen con el tiempo después de cumplir su misión.

Fertilizantes inorgánicos

Los tres macronutrientes que se usan como fertilizantes son:

- Nitrógeno
- Fósforo
- Potasio.

Estos nutrientes se venden por porcentaje en peso. En la bolsa de fertilizante aparece un numero por ejemplo 15-10-20, significa que el fertilizante tiene 15% de nitrógeno, 10% de fosfato (fósforo) y 20% de potasio.

Los once micronutrientes que son elementos que se requieren en menor cantidad son:

- Calcio
- Magnesio
- Sulfuro
- Manganeso
- Boro
- Zinc
- Molibdeno
- Cloro
- Cobre
- Cobalto
- Hierro

Adicionalmente las plantas obtienen tres elementos básicos que son:

- Carbono
- Hidrógeno
- Oxígeno

Todos los 17 elementos son importantes para la salud de las plantas. Adicionalmente a los nutrientes y los microorganismos el suelo requiere también tener una buena estructura. La estructura permite al suelo sostenerse sin erosión y al mismo tiempo permitir expandirse para facilitar el crecimiento de la vegetación.

Los fertilizantes inorgánicos que contienen superfosfatos no son recomendables porque ellos inhiben drásticamente la formación de hongos micorrizales.

Algunos fertilizantes se obtienen en formas especiales como urea sintética, fertilizantes amoniacales y fertilizantes de nitratos o mezclas de cantidades específicas de determinados nutrientes. El fertilizante completo puede ser una mezcla de varios productos con los cuales se logre un equilibrio orgánico en el suelo (Haile, 2001).

REFERENCIAS

Abramson L. W., (1996), «Slope Stabilization methods». Slope stability and stabilization methods. John Wiley & Sons, Inc. New York, pp 441-582.

Anon (1960) "How far apart should hedges be planted". Vetiver newsletter 4, p 5-6.

Barker D.H. (1995) "The way ahead – continuing and future developments in vegetative slope engineering or ecoengineering". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 238-257.

Bache D.H., MacAskill I.A., (1984). "Vegetation in civil and landscape engineering" Granada Technical books, London, 317 p.

Bayfield N.G. (1995) "Species selecton and management for slope revegetation projects". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 36-45.

Berlijn J. - Bernardon A. (1987) "Pastizales naturales" Editorial Trillas - México -

Blunt S.M. , Dorken T.C. (1995) "Erosion of Highway slopes in upland wales: Problems and solutions". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 95-107

Brooker K. (2001). "Fertilizers and soil amendments". IECA. Soil stabilization series volume 14. Revegetation materials, equipment and techniques. P 43-47.

Brown F., Clark J., (1995). "The west coast road in St Lucia, an approach to slope stabilization". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres P 172-181.

Clark J. , Foy T., Hellin J. (1995) "A review of the natural resources institute bio-engineering research in the Caribbean". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp.184-189.

Coopin N., Stiles R. " Ecological principles for vegetation establishment and maintenance. Slope Stabilization and Erosion Control. A Bioengineering Approach. Editors R.P.C. Morgan y R.J. Rickson. E y FN Spon. Cambridge Inglaterra. pp 59-93.

Crowder Loy U. (1960) "Gramíneas y leguminosas forrajeras en Colombia" Boletín técnico No. 8 Ministerio de Agricultura - Bogotá- .

Dickerson J.A., Milller C.F., Burgdorf D.W., Grinter M.V.D. "A critical analysis of plant materials needed for soil bioengineering". Ieca soil stabilization series volumen 5. Methods and techniques for using bioengineering to control erosion. P 291-300.

Doorenbos, J., Pruitt, W.O. (1977). "Guidelines for predicting crop water requirements". FAO Irrigation and Drainage Paper No. 24.

Douglas, I. (1969) "The efficiency of tropical denudation systems transactionns of the Institute of British Geographer Vol. 46 Pp. 1-16.

Escobar C.E. (1998) "Especies vegetales" Manual para el control de la erosión. Corpocaldas-Invias p 153-164.

España J.C. (1987) "Angleton" Establecimiento y manejo de pastos y forrajes, Bogotá.

Fuentes E.R., Espinosa G.A., García IH. (1981) «Cubierta vegetal y erosión en los Andes Centrales». Ciencia e Investigación Agraria -.

Giraldo H.E., Sabogal O.A. (1999). "Una alternativa sostenible La Guadua". CRQ. Quindío. Colombia. P 191.

Goff K. (2001). "Amending the soil". IECA. Soil stabilization series volume 14. Revegetation materials, equipment and techniques. P 38-42.

Gray D. H., Sotir R.B. (1996) Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization. John Wiley & Dond. P.378

Gray D.H., Ohashi H. (1983) Mechanics of Fiber reinforcement in sand. J. Geotechnical Engineering. ASCE, Vol. 109 - pp. 335 - 372.

Greenway D.R. (1987) «Vegetation and Slope Stability» Slope Stability (Ed. Anderson MG. y Richards Kis). John Wiley and Sons Ltda.

Greenway D.R. (1998) "Biotechnical slope protection in Hong Kong. Ieca soil stabilization series volumen 5. Methods and techniques for using bioengineering to control erosion. P 401-411.

Grimshaw R.G. (1995) "Vetiver Grass – Its use for slope and structure stabilization under tropical and semi tropical conditions". Vegetation and slopes. Thomas Telford, London. P 26-35.

Haile M. (2001). "Which type of fertlizer should you choose". IECA. Soil stabilization series volume 14. Revegetation materials, equipment and techniques. P 50.

Helliwell D.R. (1995). "Rooting habits and moisture requirements of trees and other vegetation". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. P 260-263.

Hewlett, H.M. , Boorman L.A,, Bramley M.E., (1987). "Design of reinforced grass waterways. CIRIA report 116. CIRIA, London

Hurni - H. (1982) "Soil Erosion in Huai Thung choa - Northern Thailand concerns and Constraints". Mountain research and Development. Vol. 2 No. 2.

Janbú, N. (1973). "Slope Stability Computations". Embankment Dam Engineering. Edited by Hirshfield R.C.-Poulos S.J., John Wiley and Sons, p 47-86, New York.

Johnson K. (1982) "Environmental Knowledge and Response to natural hazard in Mountainous Nepal. Mountain Research and Development, Vol. 2, No. 2.

Lancaster T., Nelsen R., Croke T. (1999) "Combining FHWA and USDA channel lining design methodologies: A more accurate, computerized approach to vegetative lining analysis". ". IECA Conference 30, Nashville, Tennessee, pp.207-216.

Lawrance C.J. (1995) "Low cost engineering and vegetative measures for stabilizing roadside slopes in Nepal". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 142.151

McCullah J. (2001). "Biotechnical Soil Stabilization for Slopes and Streambanks". IECA Professional Development Course. Training Manual. Las Vegas. 177p.

Ministerio De Agricultura - Costa Rica. (1966) "Cultivo de pastos en Costa Rica" Boletín Técnico No. 51 -.

Morgan P.C., Rickson R.J.(1995), "Water erosion control",Slope Stabilization and erosion control E&FN SPON , London p 133-190.

Moses T. (1998) "Channel rehabilitation at the brookside enhancement project, Oregon". IECA Soil stabilization series: Vol. 1. Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Ogasawara T.A. (1996) "Waikakalaua stream realignment project: Saprolitic soil stabilization and vegetation of severely cut slopes". IECA Conference 27, Seattle, Washington, pp117-127.

Parent G. (1989) "Guía de reforestación". CDMB. Bucaramanga. P 214.

Pawar P.B. (1999) " Vetiver: A miracle grass for watershed management". IECA Conference 30, Nashville, Tennessee, pp. 443-450

Rice R.M., Krames J.S. (1970). "Mass-Wasting Process in Watershed Management". Proceedings on Interdisciplinary Aspects of Watershed Management, ASCE, pp. 231-260.

Schiechtl H.M., (1980), " Bioengineering for land Reclamation and Conservation". University of Alberta Press, 404 p.

Steinbacher J. (2001). "Revegetating with native plants at drastically disturbed sites". IECA. Soil stabilization series volume 14. Revegetation materials, equipment and techniques. P 1-7.

Styczen M.E., Morgan R.P.C. (1995) "Engineering Properties of Vegetation". Slope Stabilization and Erosion Control. A Bioengineering Approach. Editors R.P.C. Morgan y R.J. Rickson. E y FN Spon. Cambridge Inglaterra. pp5-58.

Temple D.M. (1982). "Flow retardance of submerged grass channel linings". Trans. Am. Soc. Agric. Engnrs., 25, 1300-3.

Vivas P. Nelson (1987) "Braquiaria" Establecimiento y Manejo de pastos y forrajes - Bogotá -.

Watson A. , Marden M., Rowan D. (1995) "Tree species performance and slope stability". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp.161-171.

Whiters, B., Vipond, S. (1974). "Irrigation: Design and Practice". Batsford, London.

Yoon P.K. (1995). "Important biological considerations in use of Vetiver grass hedgerows" (Vghr) for slope protection and stabilization. Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres P 212-221.

CAPÍTULO 9

Bioingeniería y Biotecnología

INTRODUCCIÓN

Existe en ocasiones confusión en el uso de los términos bioingeniería e ingeniería biotécnica. La bioingeniería comprende el uso de la vegetación para la estabilización de taludes y el control de la erosión. La bioingeniería de suelos es única en el sentido de que las partes de la planta por sí mismas o sea las raíces y el follaje funcionan como los elementos estructurales mecánicos para la protección del talud. Los elementos vivos se colocan en el talud en diversos sistemas de arreglos geométricos en tal forma que ellos actúan como refuerzo, como drenaje o como barreras para los sedimentos. En el análisis de la bioingeniería se requiere tener en cuenta no solamente la ciencia de las plantas sino el comportamiento de los taludes y la mecánica de la erosión (Gray y Sotir, 1996).

La ingeniería biotécnica o biotecnología se refiere a las técnicas donde la vegetación es combinada con estructuras inertes de ingeniería como los gaviones, muros criba, etc., en los cuales se combinan los efectos benéficos de la vegetación y las otras obras de ingeniería. Ambos elementos biológicos y mecánicos deben funcionar juntos en una forma integrada y complementaria. Para el análisis de los elementos estructurales se utilizan los principios de la estática y la mecánica y para la parte de la vegetación se deben tener en cuenta los principios de la ciencia de las plantas y la horticultura. El sistema biotécnico requiere que todas esas disciplinas se integren.

9.1 MANEJO Y ESTABLECIMIENTO DE LA VEGETACIÓN

9.1.1 METODOS DE VEGETALIZACIÓN

Semillas

El uso de semillas es una de las prácticas más utilizadas para la siembra de pastos y está adquiriendo popularidad también para las especies de árboles. En los mercados nacionales e internacionales se consiguen una gran cantidad de semillas de varias especies vegetales dependiendo del país y de las necesidades del mercado. Generalmente se requiere una mezcla específica de semillas de acuerdo a las

características del proyecto. En ocasiones se requieren semillas especiales específicamente para el proyecto. Estas semillas deben recogerse, limpiarse, manejarse y guardarse adecuadamente. Cada tipo de semilla tiene diferentes requisitos con respecto a la humedad, temperatura, luz y oxigeno y cada semilla tiene una vida o duración en almacenamiento.

Una vez colocadas en el suelo las semillas son muy vulnerables a la desecación y a la depredación por parte de animales.

Sistemas de colocación de las semillas

Las semillas se pueden colocar de varias formas:

1. Por extendido directo

Utilizando métodos manuales o mecánicos dependiendo de la topografía, se extienden las semillas sobre el suelo. Este método es empleado especialmente para el establecimiento de pastos. También se pueden utilizar máquinas motorizadas e inclusive helicópteros y aviones.

2. Por siembra individual de semilla

Las semillas pueden sembrarse individualmente excavando un orificio dentro del suelo en el cual se colocan una o varias semillas. Esta técnica es muy utilizada para la siembra de especies de árboles y arbustos. Existen en el mercado máquinas especializadas en este tipo de siembra.

3. Hidrosiembra

El hidrosembrado es una técnica de colocación de semillas en un slurry o mezcla acuosa, utilizando equipos de bombeo a presión. La mezcla semiviscosa se rocía sobre la superficie del terreno formando una capa delgada. Las semillas conjuntamente con un pegante y nutrientes se colocan hidráulicamente utilizando un equipo de bombeo. La consistencia de la mezcla se obtiene agregándole una emulsión, latex o almidones orgánicos, los cuales le dan una viscosidad que le permite adherirse a la superficie. En la mezcla también se colocan nutrientes, cal para controlar la acidez, pulpa de madera o paja picada u otros productos que le ayuden al producto a mantener la humedad después de colocado. La cantidad de materiales de la mezcla y su composición depende de circunstancias locales. Este sistema de siembra se utiliza en taludes de gran altura o sitios de difícil acceso.

El espesor del slurry depende de la relación de agua y de los sólidos utilizados. La viscosidad de la mezcla es afectada por el tipo de ingredientes agregados a la mezcla. Las máquinas modernas de hidrosiembra son capaces de mezclar y colocar un slurry grueso de mezcla de Mulching, fertilizante, semilla, hidroretenedores y pegantes. La relación entre los sólidos y el agua es uno de los factores críticos que afectan el comportamiento del slurry.

Una gran ventaja de este sistema es la rapidez de colocación de la capa delgada de hidrosiembra. Su principal dificultad es la susceptibilidad al desprendimiento y arrastre por acción de las lluvias de gran intensidad o la escorrentía. Se requiere una superficie rugosa que facilite la adherencia y un suelo que facilite el establecimiento de vegetación.

Uno de los grandes problemas de la hidrosiembra es la proximidad de la semilla con altas concentraciones de fertilizantes químicos. Estos fertilizantes pueden quemar o dañar las semillas a menos que sean muy bien diluidos. En ocasiones se utilizan fertilizantes no solubles para demorar el efecto y proteger las semillas (Coppin y Stiles, 1995).

Generalmente se utiliza un gran tanque hasta 5000 litros de capacidad, una bomba generalmente centrífuga y una boquilla con manguera controlada por un operador. Las máquinas de hidrosiembra pueden alcanzar alturas hasta de 25 metros. Estas máquinas pueden utilizar presiones desde 30 hasta 200 PSI, dependiendo de la altura de bombeo que se requiera y de la viscosidad de la mezcla.

La mayoría de las máquinas de hidrosiembra funcionan con un porcentaje de hasta 10% de contenido de sólidos dentro del slurry y pueden colocar entre 1 y 2 litros de slurry por metro cuadrado. Entre mayor cantidad de slurry se coloque por m^2 el producto queda más uniforme. En ocasiones la hidrosiembra se coloca en varias etapas, en la primera etapa se coloca la semilla con el fertilizante y en la segunda etapa el Mulching de protección. Es común utilizar hidroretenedores en la mezcla de la hidrosiembra para ayudar a mantener la humedad mientras germina la semilla.

Criterios para el manejo de la hidrosiembra

En el procedimiento de hidrosiembra se recomienda seguir los siguientes criterios (McCullah, 2001):

- Asegure un buen contacto entre la semilla y el suelo.
- El suelo no debe estar compactado pero debe ser firme.

- Instale zanjas para el desvío de las aguas lluvias y evite que las corrientes destruyan la hidrosiembra.
- Siembre un poco antes del inicio de la temporada de lluvias.
- Use semillas de germinación rápida.
- Diseñe adecuadamente la mezcla de semilla, fertilizantes, Mulching y aditivos.
- Aplique las semillas inmediatamente después de preparar el suelo. Es importante que el suelo esté suelto y húmedo.
- Las rugosidades en la superficie del terreno o escarificaciones deben ser horizontales.
- Primero aplique la semilla y después el Mulching.
- Aplique fertilizante de acuerdo a las recomendaciones de los expertos.
- Calibre muy bien la rata de aplicación de las semillas para que esta sea uniforme.
- Las semillas no deben quedar expuestas a la luz directa del sol.

Transplantes

El transplante consiste en la siembra de la planta completa después de germinada. Para el transplante se deben escoger plantas con buena cantidad de raíces y las plantas deben arrancarse, manejarse, instalarse y mantenerse adecuadamente. Generalmente, las plantas para transplante tienen un límite de período de almacenamiento, el cual comúnmente no excede dos semanas. Las plantas deben guardarse a la sombra y lejos del viento para prevenir que se sequen.

Las plantas para transplante se pueden obtener de dos formas diferentes:

• Vivero

En la mayoría de los países existen viveros especializados en plantas para el control de la erosión. Las plantas en bolsas plásticas tienen la ventaja de su alta probabilidad de efectividad de establecimiento, sin embargo, son generalmente costosas de obtener y requieren mucha mano de obra para la siembra.

• Fuentes nativas

Las plantas pueden arrancarse de sitios donde crezcan en forma silvestre. Generalmente se recomienda que estos sitios se encuentren lo más cerca posible del área de siembra. Como estas plantas tienen raíces desnudas son muy vulnerables al secamiento y al daño del sistema radicular durante el transplante.

Estacas, estolones y ramas

El uso de estacas, estolones y ramas es tal vez la principal fuente de árboles para el control de erosión. Las estacas o estolones se toman generalmente de áreas silvestres, aunque existen algunas fuentes comerciales.

Los elementos para siembra pueden dividirse en tres grandes categorías:

1. Postes

Los postes tienen un diámetro de 1 a 3.5” y longitudes de 2 a 3 metros. Se les utiliza principalmente para el control de erosión en riveras de ríos (Figura 9.1), para la construcción de trinchos de contención en taludes y para la construcción de vertederos tipo trincho en el control de fondo de cauces.

2. Estacas

Las estacas deben tener un diámetro entre ½” y 1 ½” y una longitud de 60 centímetros a 1.0 metro (Figura 9.2). Su utilización principalmente es para la siembra de árboles y arbustos en taludes y cerca de los cauces de las corrientes.

Las estacas vivas pueden utilizarse como un tratamiento primario conjuntamente con otros tipos de estabilización como siembra de pasto o mallas orgánicas. Estas pueden utilizarse para reparar pequeños deslizamientos o para facilitar el relleno de cárcavas. Las estacas comúnmente se colocan en filas sobre el talud, utilizando alineamientos siguiendo las líneas de nivel. También pueden organizarse en filas diagonales o en áreas triangulares. En ocasiones se colocan las estacas muy cerca las unas de las otras formando grupos para atrapar sedimentos y en esta forma controlar la erosión.

Las estacas deben estar limpias de ramas y la corteza debe estar intacta. La parte inferior de la estaca se corta en forma de punta para facilitar su inserción y la parte superior plana. Generalmente se colocan a ángulos rectos del talud, utilizando un martillo de caucho o plástico para evitar su astillamiento. Se instalan a distancias entre 50 centímetros y 1.0 metro con una densidad entre 3 y 6 estacas por metro cuadrado. Los 4/5 de la longitud de la estaca deben enterrarse dentro de la tierra y debe asegurarse que el suelo alrededor de la estaca se encuentre firmemente empacado.

Las estacas vivas involucran el corte y la hinca de ramas vivas de árboles. Si las estacas son correctamente preparadas y colocadas, ellas se convierten en plantas con raíces y follaje. El procedimiento de colocación de estacas vivas es simple, económico y rápido.

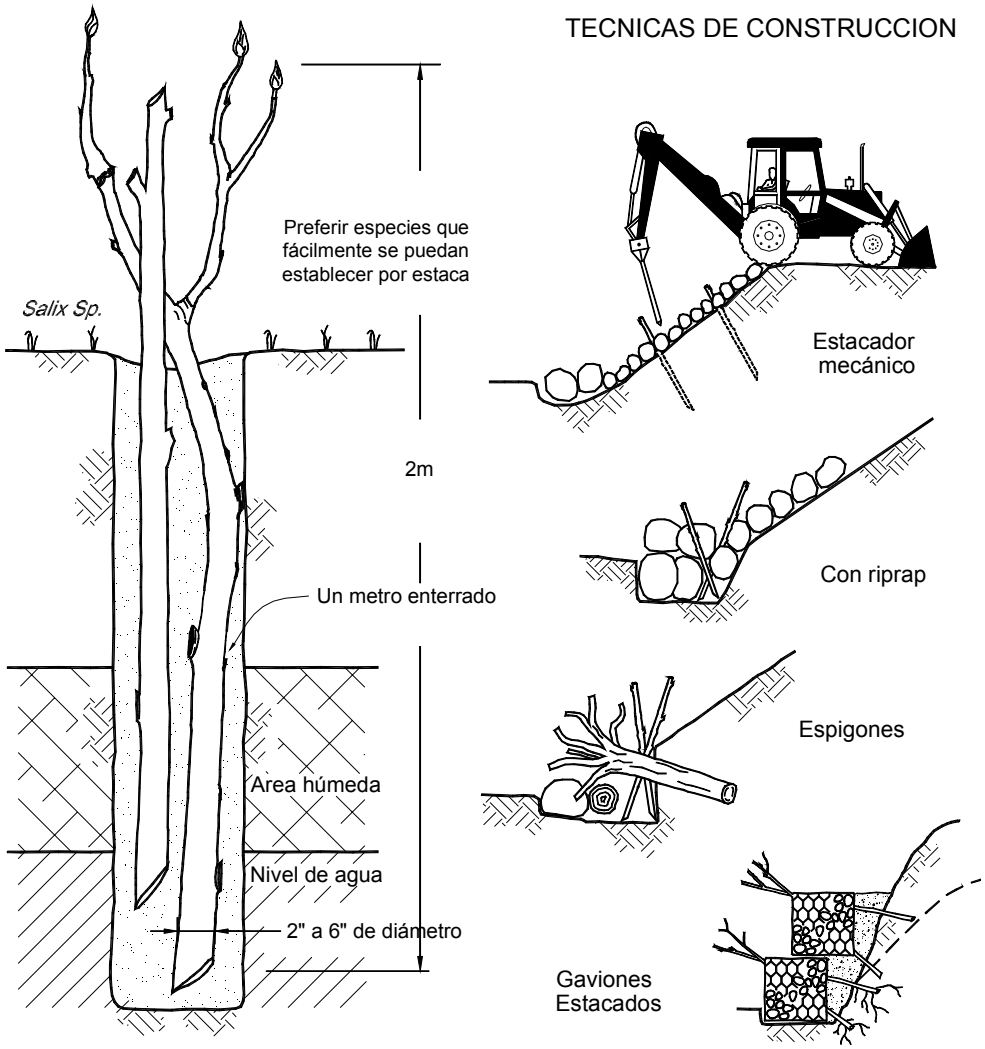


FIGURA 9.1 Siembra de postes vivos (McCullah, 2001).

3. Ramas

Las ramas tienen generalmente un diámetro no menor de 3/8" y pueden ser de longitudes diferentes, de acuerdo a las necesidades del sistema a utilizar (Figura 9.3). Generalmente las ramas tienen una longitud entre 1 y 3 metros. Con las ramas se construyen los sistemas de enramados o muros de tierra reforzada con vegetación.

Para mejores resultados se deben escoger ramas de al menos dos años de edad y de no más de cinco años y deben evitarse las ramas verdes recién formadas. Seleccione ramas razonablemente rectas. No destruya las plantas existentes para la obtención del material. Generalmente nunca se debe podar una planta más de los 2/3 de su ramaje total. En todos los casos se debe dejar sin cortar al menos 1/3 de las ramas de la planta original.

Criterios para el manejo de ramas y estacas

El tiempo entre el corte de los estolones o estacas y la siembra debe ser lo más corto posible. Entre más fresco y verde sea el material existen mayores posibilidades de un establecimiento exitoso. Cuando se requiere almacenar por algunos días el material cortado este debe guardarse en agua o suelo húmedo y debe conservarse lejos del sol y protegido del viento. Algunos autores recomiendan en todos los casos mantener sumergidas las ramas mínimo 24 horas. Cuando las temperaturas del sitio son superiores a 20º C las estacas o ramas deben sembrarse el mismo día en que sean cortados y no deben almacenarse (Gray y Sotir, 1996). El material cortado debe traerse al sitio dentro de las siguientes ocho horas al corte en condiciones normales y todos los materiales deben utilizarse dentro de los dos días siguientes al corte. En situaciones especiales se puede requerir guardar

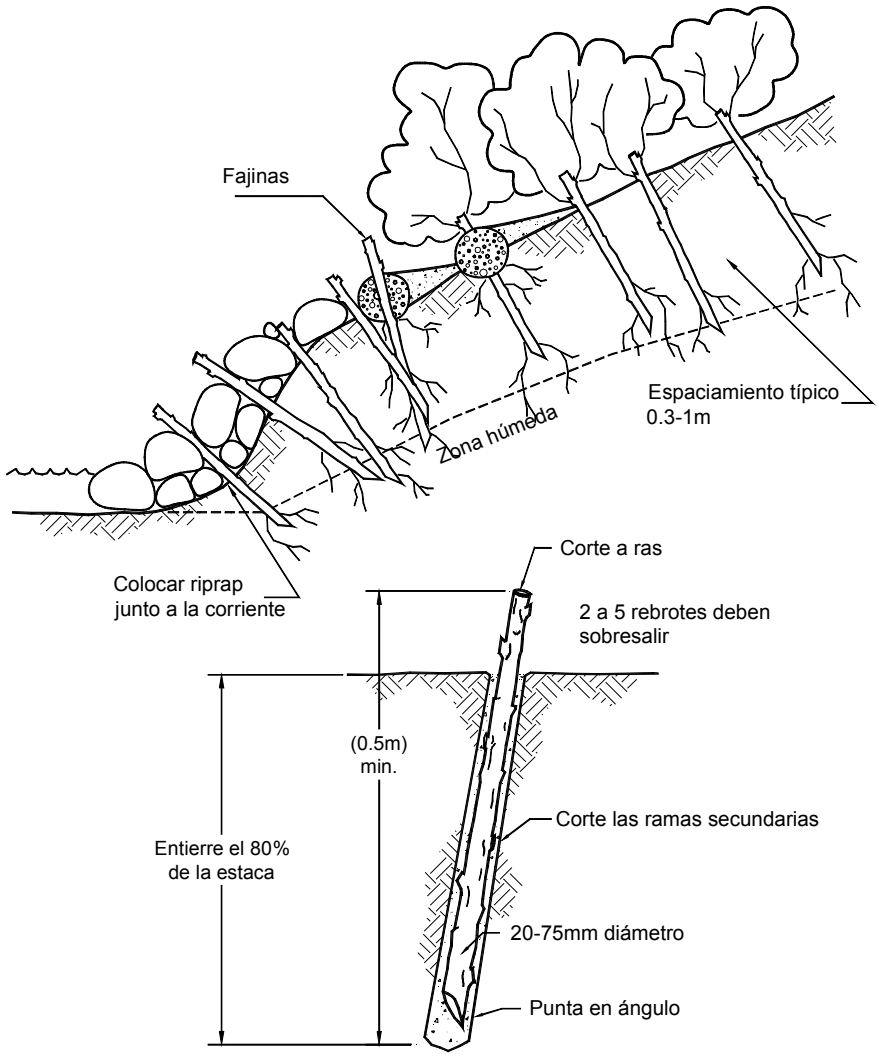


FIGURA 9.2 Control de erosión con estacas vivas (McCullah, 2001).

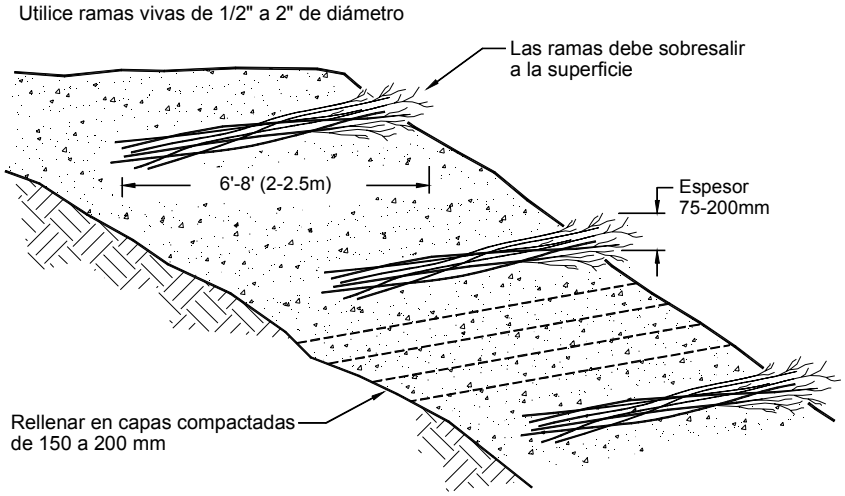


FIGURA 9.3 Ramas vivas en rellenos.

el material en grandes camiones refrigeradores. Nunca permita que las ramas se sequen y no las exponga a la luz solar directa.

Otras técnicas de siembra

Siembra por mateado
Consiste en la colocación de pequeñas plántulas o estolones a mano, por hileras o arreglos triangulares. Generalmente se excava un pequeño hueco utilizando una herramienta doméstica, se coloca la planta y se empaca la tierra para ajustar la planta en el suelo.

Cespedones

La siembra de cespedones consiste en el corte y colocación de capas de pasto de gran tamaño, las cuales se arrancan conjuntamente con las raíces y el suelo (Figura 9.4). Previamente a la colocación de estos colchones de grama se requiere conformar el talud para su colocación. Este sistema es criticado por los efectos ambientales que puede tener sobre las áreas naturales de donde se cortan los cespedones. En los últimos años se está utilizando una técnica de producir cespedones en vivero debidamente controlados y elaborados industrialmente.

Siembra de suelo orgánico natural

El suelo orgánico natural contiene por sí solo una reserva de elementos vegetativos que pueden crecer y desarrollarse. Se han desarrollado técnicas para establecer vegetación simplemente extendiendo suelo orgánico natural rico en especies vegetales. En esta forma se puede establecer vegetación nativa sin realizar una siembra directa. En ocasiones el suelo orgánico natural se coloca como nutriente para la siembra de semillas o trasplantes.

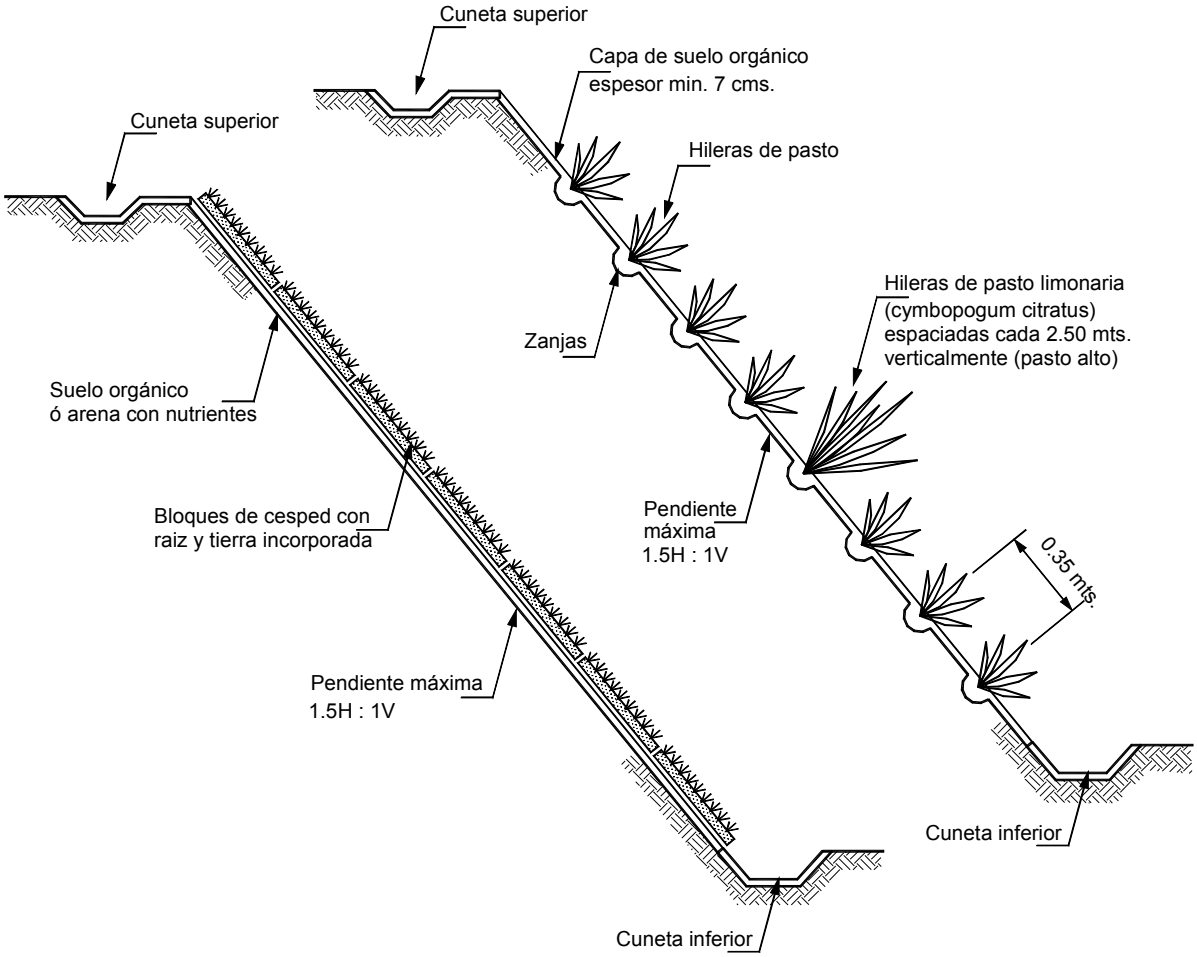


FIGURA 9.4 Siembra por mateado o cespedón. (EROS 9-14)D

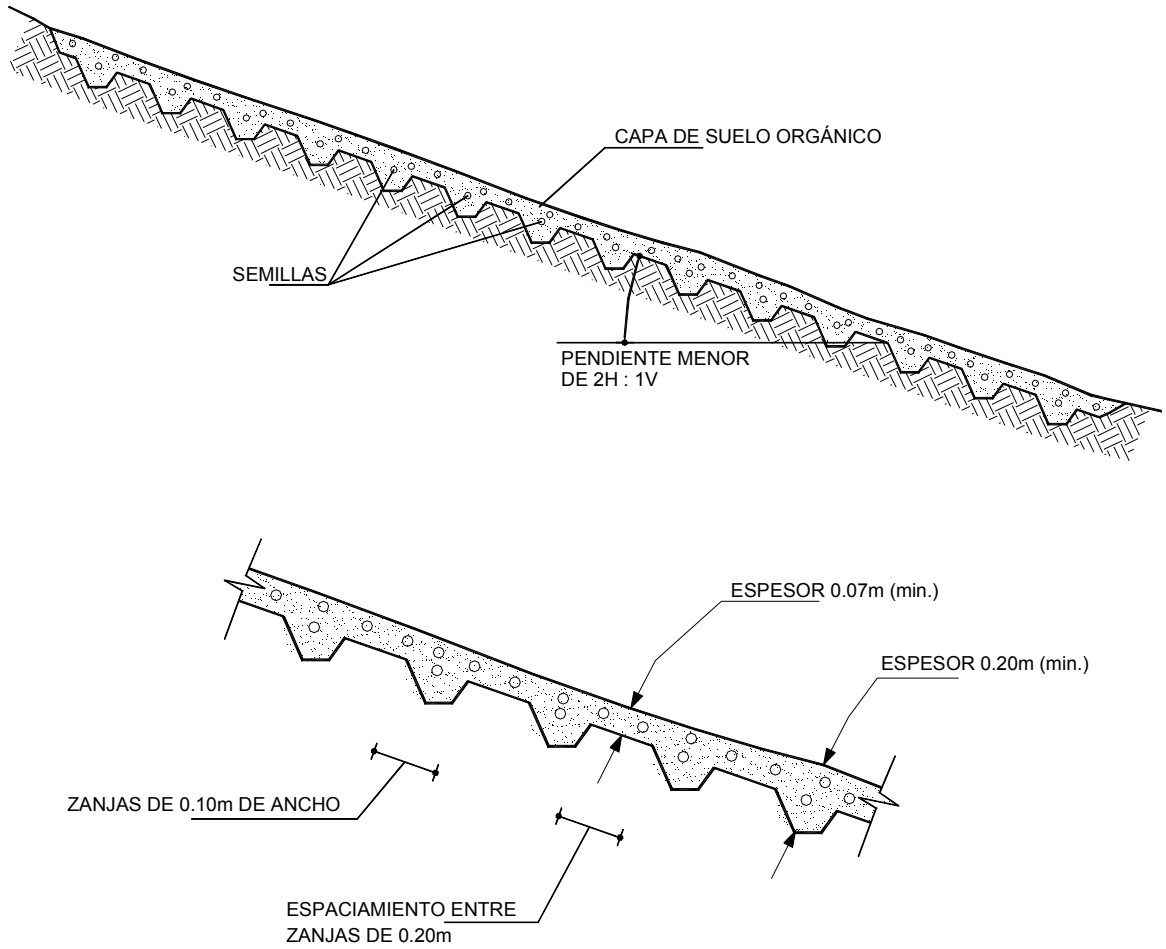
El suelo orgánico se identifica por su color más oscuro y la presencia de raíces.

No se recomienda colocar suelos orgánicos permeables en taludes de alta pendiente directamente sobre suelos arcillosos, debido a que se forma una acumulación de agua en el suelo orgánico que lo hace deslizarse hacia abajo del talud.

Debe tenerse en cuenta que el suelo orgánico contiene semillas de hierbas, las cuales pueden competir con las especies que se siembren y en ocasiones por razones estéticas no se desean esas especies nativas. Antes de colocar el suelo orgánico debe escarificarse la superficie para formar una superficie rugosa. Se recomienda escarificar hasta una profundidad mínima de 10 centímetros con el objeto de facilitar la acumulación de humedad y al mismo tiempo sostener por fricción el suelo orgánico. El espesor mínimo de suelo orgánico es de 50 mm (McCullah, 2001). Se recomienda compactarlo ligeramente utilizando alguna herramienta manual con el objeto de ayudar a su estabilidad.

Siembra utilizando bambú

Se colocan hileras horizontales de bambú o caña enterrados en zanjas hasta la mitad de su diámetro y sostenidos por estacas (Figura 9.6). Para rellenar los espacios entre las hileras de bambú se coloca suelo con nutrientes y se siembran las semillas, estolones o plántulas de vegetación. El objetivo de las hileras de bambú es el de sostener el suelo orgánico y evitar la erosión hasta el establecimiento permanente de la vegetación. El espaciamiento entre hileras de bambú



NOTA: SOLO ES EFECTIVA EN TALUDES DE BAJA PENDIENTE SIN LLUVIAS TORRENCIALES

FIGURA 9.5 Siembra de semilla con suelo orgánico.

puede variar de 30 centímetros a 1.0 metro, dependiendo de la pendiente del terreno, la erosionabilidad del suelo y la intensidad de las lluvias. Sobre el sistema de bambú y suelo se puede colocar una malla o un biomanto para ayudar a sostenerlo en el sitio, disminuir la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación.

La Poda

La poda de los árboles y arbustos así como la de hierbas y pastos es un sistema de revitalización de las plantas y al mismo tiempo producción de tallos para siembra de estacas vivas. El procedimiento de poda mantiene intacto el sistema radicular mientras genera una gran cantidad de pequeños tallos cerca de los sitios de corte para regeneración de follaje. Muchas especies de árboles tienen una habilidad para regenerarse rápidamente después de la poda. La poda en ocasiones se utiliza para disminuir el peso de los árboles sobre el talud y las fuerzas del viento. Las ramas y hojas subproducto de la poda deben reutilizarse como estacas o ramas vivas o como nutrientes para el suelo, a fin de mantener el equilibrio ambiental. La poda sin nuevos aportes de nutrientes debilita el suelo y disminuye el volumen de biomasa.

Mantenimiento

El mantenimiento de las especies vegetales durante la construcción, establecimiento y vida útil es un factor muy importante que muchas veces no se tiene en

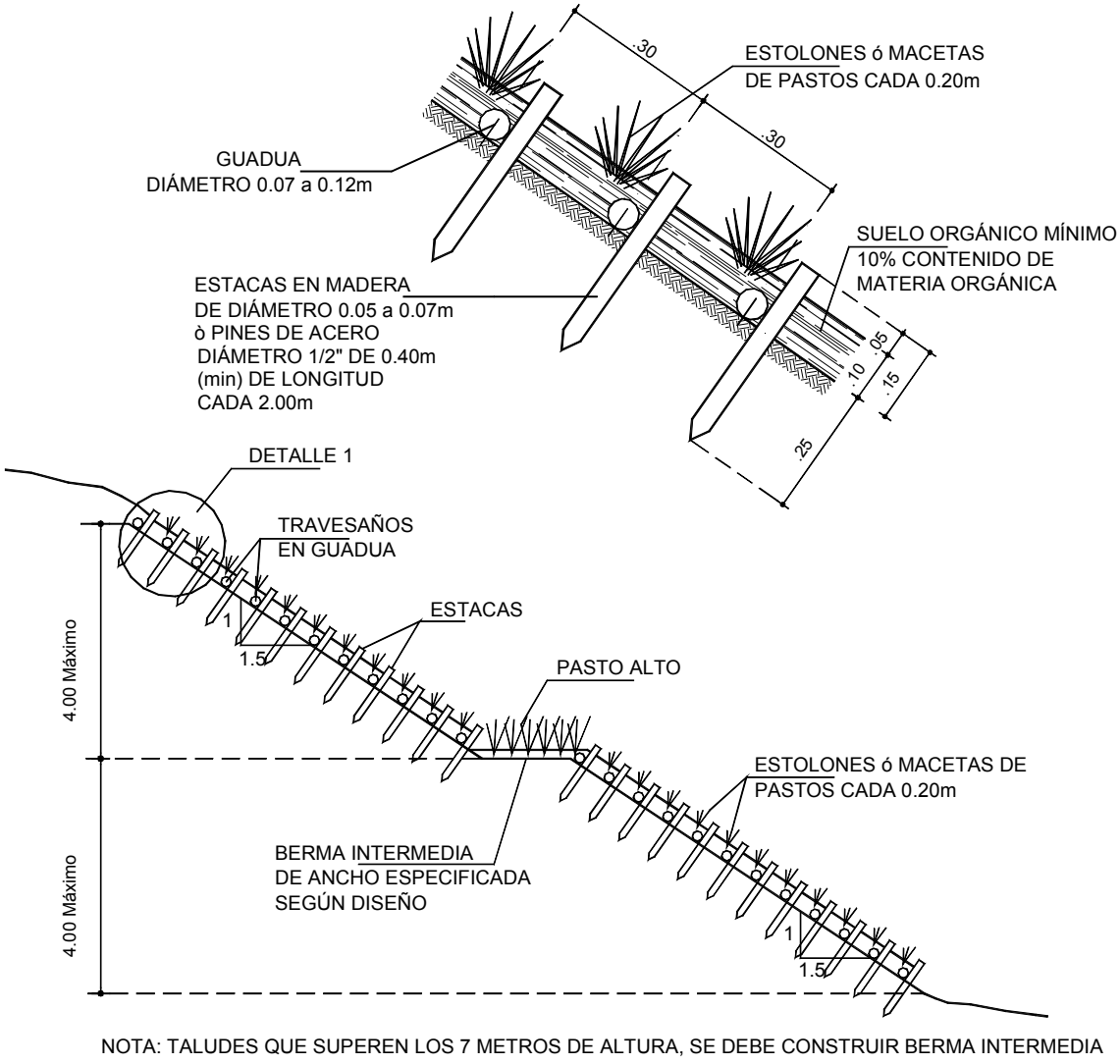


FIGURA 9.6 Siembra utilizando bambú.

cuenta en los proyectos de Ingeniería. El mantenimiento debe incluir elementos, tales como los que se indican a continuación:

- Construcción de cercas alrededor de las plantaciones para protegerlos de los animales depredadores
- Fertilización periódica para mantener la calidad de la cobertura vegetal
- Relleno con suelo de surcos y cárcavas que aparezcan
- Control de insectos, enfermedades y malezas
- Control de las actividades humanas depredadoras
- Reestablecimiento de la cobertura vegetal, cuando la existente no sea posible recuperarla.

Temporada de siembra

Las especies vegetales deben sembrarse en una temporada tal que se garantice la humedad y temperatura necesarias para su germinación y crecimiento. Se recomienda generalmente sembrar al inicio de la temporada de lluvias. En la figura 9.7 se incluye la temporada de siembra de especies para control de erosión en Hong-Kong (Greenway, 1998). Existen diferencias entre la siembra de pastos y de árboles. Los pastos deben sembrarse antes que los árboles.

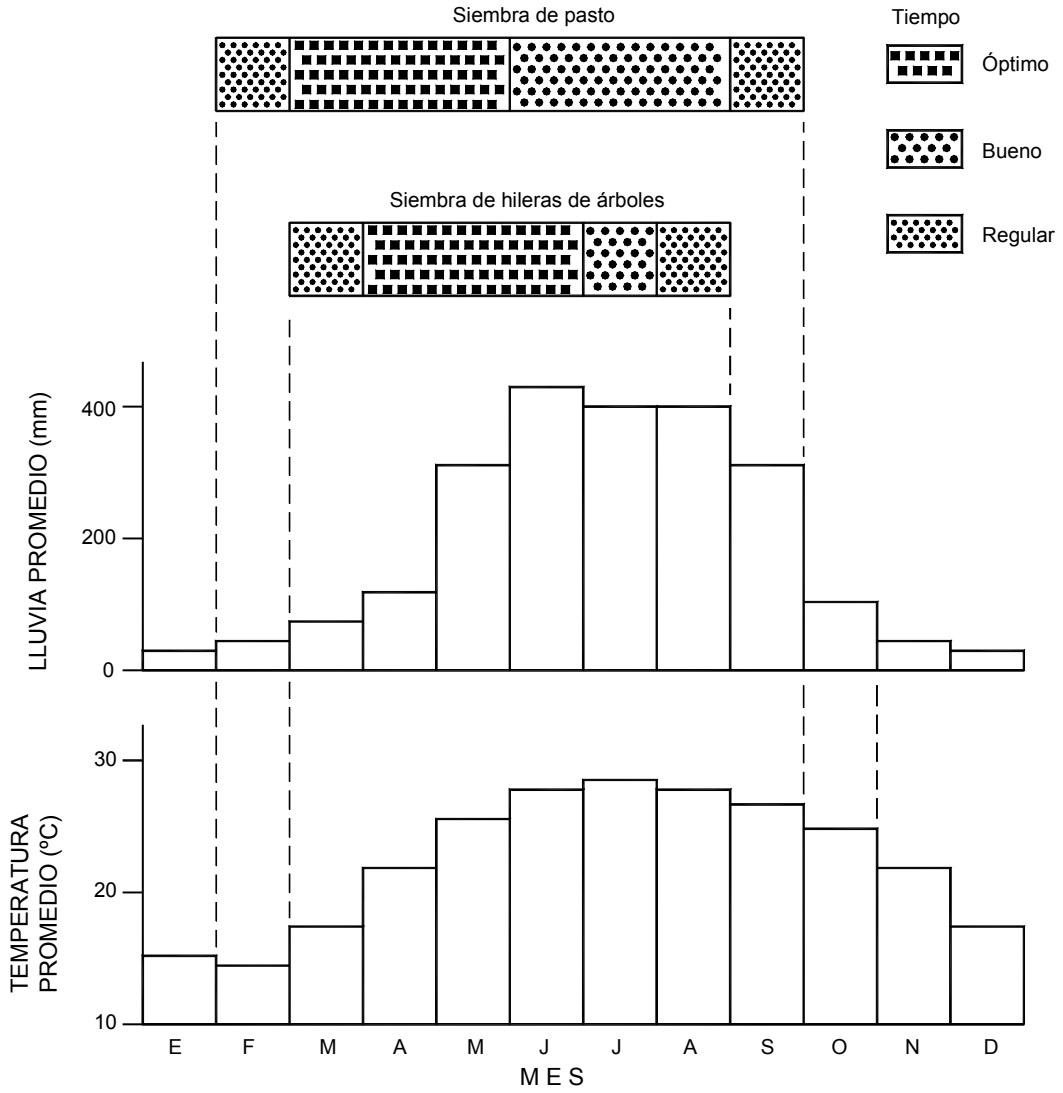


FIGURA 9.7 Temporada de siembra de especies para control de erosión en Hong-Kong (Greenway, 1998).

Preparación del sitio

La conformación del sitio juega un papel muy importante en el desarrollo exitoso de la revegetalización de un talud. Para la preparación del sitio se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Tienda el talud a una pendiente estable y con una forma que facilite el establecimiento de la vegetación
- Escarifique la superficie del terreno para permitir la acumulación de agua (huellas, gradas o cambios de pendiente)
- Proteja el pie del talud contra socavación
- Proteja la superficie del talud contra el golpeo de las gotas de lluvia
- Intercepte y desvíe el agua de escorrentía, arriba de la corona del talud
- Controle los afloramientos de agua subterránea sobre la superficie del talud.

Escarificación

La escarificación tiene por objeto construir rugosidades en la superficie del talud para facilitar el establecimiento de la humedad y aumentar la fricción entre el suelo y los materiales a utilizarse en la revegetalización como son: el suelo orgánico o nutrientes, Mulching, etc. Estas rugosidades pueden elaborarse utilizando equipos como es el caso de un buldózer cuyas orugas generan una superficie rugosa. La dirección de estas rugosidades debe ser en la dirección de las líneas de nivel para evitar que se conviertan en surcos o cárcavas. Otros sistemas de escarificación son los rastrillos, la construcción de gradas o la construcción de huecos en forma manual o mecánica. Generalmente estas desigualdades de la superficie del terreno no deben tener profundidades superiores a 30 centímetros.

Conformación

Para el tendido de los taludes es importante definir un ángulo de inclinación que no solamente sea estable a deslizamientos y erosión sino que permita el establecimiento de la vegetación. Lo ideal es tender taludes inferiores a 2H : 1V para facilitar el establecimiento de la vegetación, sin embargo, estos taludes podrían resultar no viables o extraordinariamente costosos y se requieren con frecuencia inclinaciones mayores.

La geometría del talud (Pendiente, altura, Bermas, Protección vegetal, cunetas, etc.) determina la localización y características de las corrientes de agua sobre él, las cuales definen la forma en que ocurre la erosión. Se requiere entonces en el diseño de un talud, tener en cuenta los detalles que hacen que un talud pueda sufrir procesos de degradación. Del diseño cuidadoso de las obras de control de erosión de los taludes dependen su comportamiento y los costos de mantenimiento futuros.

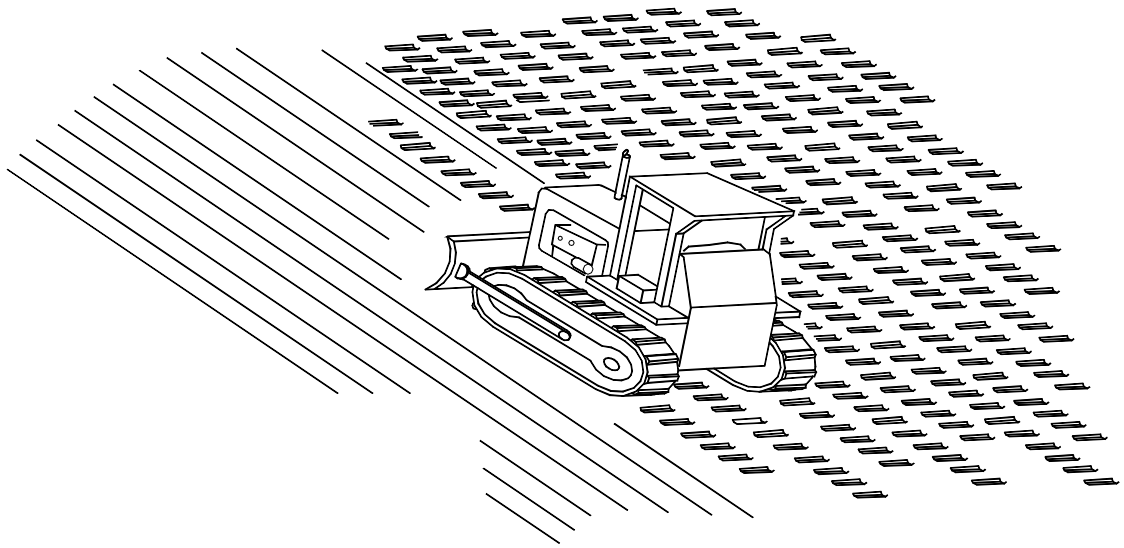


FIGURA 9.8 Escarificación de la superficie utilizando huellas (McCullah, 2001).

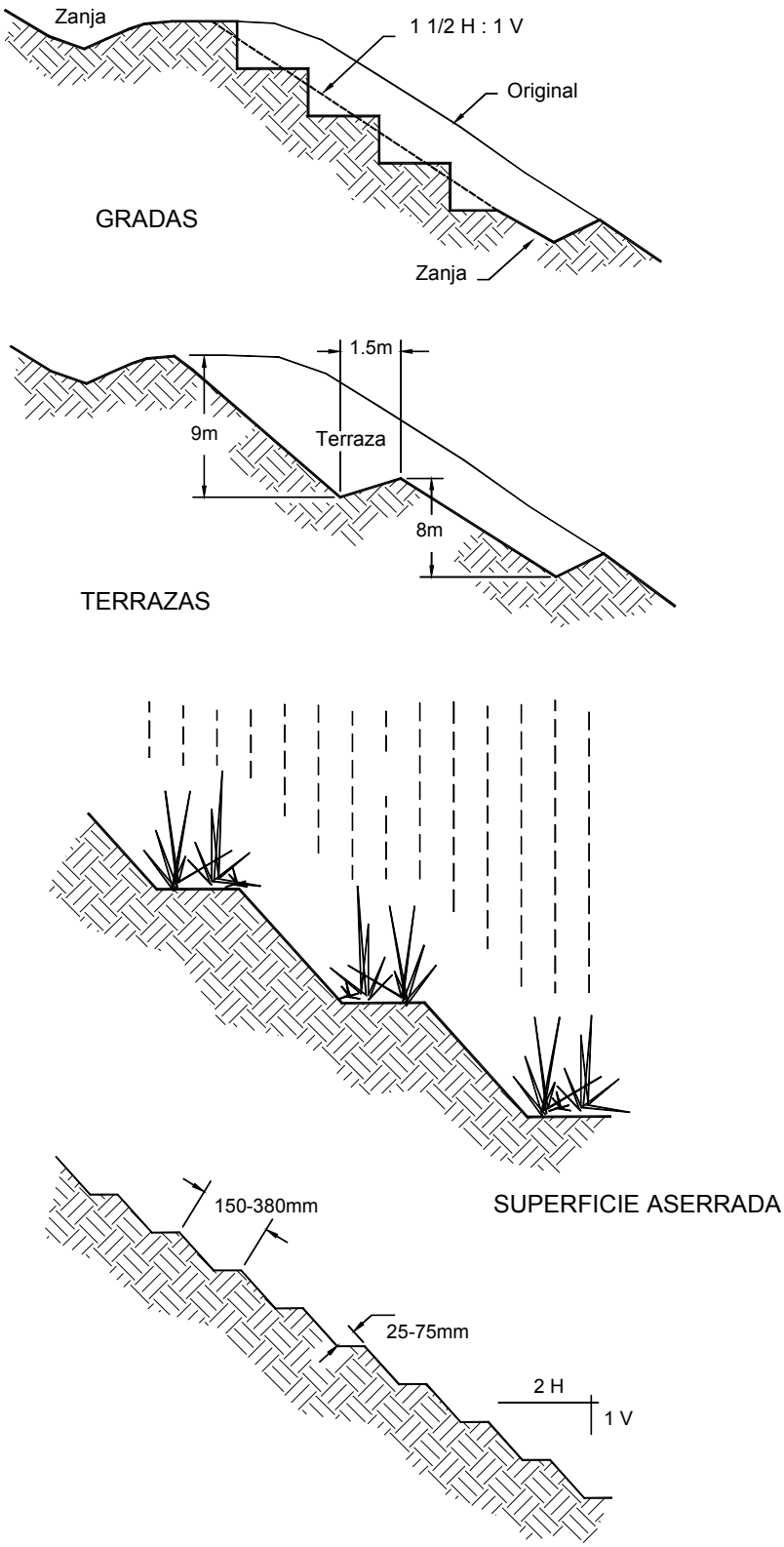


FIGURA 9.9 Conformación de taludes y escarificación antes de establecer la vegetación.

Los cortes de los taludes deben redondearse en la parte superior y a los lados para eliminar los voladizos o los puntos de escarpe o alta pendiente. El terraceo no solamente disminuye la erosión sino que facilita el establecimiento de la vegetación. Estas terrazas pueden ser pequeñas gradas o pueden ser grandes bermas. Estas bermas anchas se recomienda diseñarlas en tal forma que se permita el acceso del personal y equipo que se requiere para el mantenimiento de la vegetación.

9.1.2 VEGETACIÓN EN TALUDES DE ALTA PENDIENTE

Se tiene como norma general que no es posible establecer buena vegetación en taludes de más de 60º de pendiente y es difícil de revegetalizar taludes de más de 45º de pendiente. Los pastos son plantas originarias de terrenos planos y no es fácil establecerlos adecuadamente sobre zonas de alta pendiente. En un principio si se tiene un proceso adecuado de cuidado el pasto puede germinar muy bien pero con el tiempo va muriendo poco a poco y con el paso de los años puede desaparecer (Helliwell D.R. 1995).

La razón por la cual no es fácil establecer vegetación en pendientes de más de 60º es que el agua lluvia no es interceptada por el talud en suficiente proporción para garantizar humedad y la infiltración es prácticamente nula. Al no existir infiltración la vegetación no tiene la humedad requerida para germinar y para permanecer. La mayor parte de la humedad que sostiene las plantas en un talud es el agua infiltrada, la cual deja de humedecer el talud a las pocas horas después de una lluvia. En ocasiones el agua capilar puede ayudar pero se requiere que el nivel freático se encuentre a no más de 1.5 metros por debajo de la superficie del talud.

En zonas de baja precipitación (Menos de 600 mm/ año) es prácticamente imposible establecer vegetación en taludes de pendiente superior a 1H : 1V. (Helliwell 1995).

Criterios para vegetalizar en alta pendiente

En taludes de alta pendiente adicionalmente a la vegetación propiamente dicha se requiere tener un sistema de estructura que se integre con esta vegetación. Esta estructura puede consistir en elementos que ayuden a sostener la vegetación mientras esta se establece y que favorecen la infiltración de agua y la humedad.

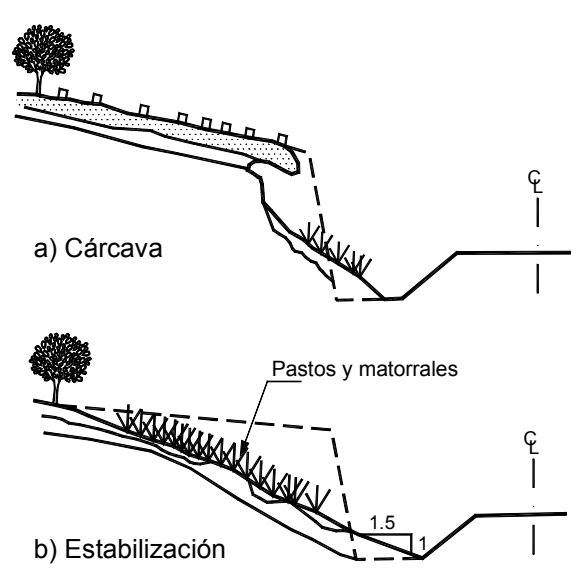


FIGURA 9.10 Esquema general de la estabilización de una cárcava ancha utilizando vegetación.

Las tecnologías de Ingeniería Biotécnica desarrolladas en los últimos años han producido sistemas de establecimiento de vegetación, utilizando elementos que ayudan a la intercepción de la lluvia, a la infiltración y a la conservación de la humedad, facilitando el establecimiento de cobertura vegetal en grandes pendientes (Tabla 9.1).

Uno de estos sistemas es el de las escaleras y las gradas que facilitan la acumulación de agua. Se han desarrollado además mallas especiales que forman micrositios dentro del talud para el establecimiento de la vegetación. Estas mallas tienen una vida útil hasta que las raíces de la vegetación crezcan dentro del suelo con sus discontinuidades amarrando el talud en un todo firme y compacto. En este proceso es muy importante que existan raíces relativamente profundas que reemplacen las mallas utilizadas para el establecimiento de la vegetación.

En todos los casos de revegetalización en taludes de alta pendiente se requiere anclar el sistema por medio de “Nails” o por medio de estacas profundas para garantizar la estabilidad temporal del revestimiento, mientras las raíces generan un sistema de anclaje permanente. En los taludes de más de 35° de pendiente deben utilizarse especies de raíz profunda, con el objeto de evitar el deslizamiento de la capa de raíces por falta de anclaje. Las especies de raíz somera no son recomendables para taludes de alta pendiente.

TABLA 9.1 Sistemas de vegetalización de taludes de alta pendiente.

Sistema de vegetalización	Descripción	Observaciones
Plantas trepadoras	Se siembran hileras de plantas trepadoras en el pie del talud.	Muchas de estas plantas requieren de roca para ascender. La mayoría de ellas no ascienden sobre suelo.
Gradería tipo trincho	Se entierran hileras de estacas verticales para sostener ramas horizontales detrás de las cuales se coloca material de relleno.	Se requiere que el suelo sea lo suficientemente blando para permitir que las estacas se puedan profundizar suficientemente.
Biomantos	Después de colocar la semilla y la fertilización se cubre el talud con una tela o biomanto de fibras orgánicas.	En taludes secos se requiere riego continuo para permitir el establecimiento de la vegetación.
Hidrosembrado	Se coloca a presión con una máquina de bombeo la mezcla de semillas, nutrientes y pegantes.	No resisten grandes intensidades de lluvia y no se deben colocar sobre superficies rocosas.
Mateado con hileras de bambú	Se colocan horizontalmente ramas de bambú o guadua sostenidas por estaca y entre ellas se coloca suelo con nutrientes para el establecimiento de la vegetación.	En taludes de muy alta pendiente es difícil sostener las estacas en forma estable. Se requiere que las ramas de bambú estén enterradas dentro del talud para evitar los flujos de agua por debajo de ellas.
Geomallas. Grama reforzada	Las mallas sintéticas u orgánicas sirven de refuerzo para sostener el Mulching y las semillas.	Son productos comerciales generalmente costosos.
Capas de enramados con o sin refuerzo	Se colocan ramas de especies vivas entremezcladas con suelo y sostenidas en ocasiones por mallas de fibras sintéticas u orgánicas.	Son difíciles de establecer en taludes muy altos y de muy alta pendiente.
Cubiertas vivas	El talud se cubre con un sistema de elementos de madera o bambú colocados horizontal y verticalmente, formando cajones los cuales se rellenan con ramas vivas y suelo.	Requieren la construcción de bermas intermedias en los taludes de gran altura.
Estructuras vegetalizadas	Gaviones o muros criba con ramas o estacas vivas.	No son estables en taludes de muy alta pendiente.

9.1.3 REVEGETALIZACIÓN EN LAS ZONAS TROPICALES

El valor conservacionista de los ecosistemas forestales de los trópicos tanto en las zonas cálidas como en los páramos es extremadamente alto. Aunque existe una extraordinaria diversidad de especies, la falta de fertilidad del suelo por el lavado de los nutrientes no permite la regeneración espontánea. Adicionalmente, los países tropicales son sinónimo de países pobres y un porcentaje importante de la población rural escasamente alcanza los niveles de subsistencia. Los bosques proveen parcialmente elementos de subsistencia y cualquier modificación drástica de la vegetación puede afectarlos (Brown, 1995).

El sistema de lluvias de las zonas tropicales es generalmente controlado por eventos de precipitación de alta intensidad. Típicamente más del 40% de las lluvias tienen una intensidad superior a 25 mm/hora, comparativamente con menos del 5% en las zonas no tropicales (Hudson, 1971). Las intensidades de lluvia superiores a 150 mm/hora son muy comunes (Douglas, 1969). Este sistema de lluvias hace que las ratas de denudación en las zonas tropicales sean muy superiores a las de otras áreas del mundo.

Una gran cantidad de especies vegetales tropicales corresponde a plantas que requieren de sombra para su establecimiento y que generalmente crecen debajo de los árboles de gran altura, en un microclima húmedo y fresco y no toleran la luz solar o la falta de la humedad ambiental. Una vez se destruyen los árboles no es posible el restablecimiento de estas especies.

La mortalidad de las semillas es muy alta debido a la acción de los rayos ultravioleta del sol.

La destrucción de la vegetación en las zonas tropicales es tal vez la amenaza ambiental más subestimada del mundo (Brown, 1995).

Diversidad de las especies tropicales

Las zonas tropicales tienen una extraordinaria biodiversidad de especies. Un estudio realizado recientemente en la selva peruana contó aproximadamente 300 especies diferentes de árboles en una hectárea comparado con un máximo de 38 especies por hectárea en Europa (Brown,1995). Esta situación dificulta la colección de semillas para el restablecimiento de las especies, debido a que los árboles de la misma especie están muy dispersos y generalmente estas semillas caen al suelo a distancias relativamente grandes de los árboles.

La gran ventaja de las zonas tropicales es la existencia de una gran cantidad de especies que se establecen por estaca. Las estacas vivas y los enramados son muy efectivos para el control de erosión. Se deben utilizar sin embargo especies que no requieran sombrío y que crezcan en zonas abiertas.

Tal vez las especies que menos problemas presentan son algunas hierbas y juncos considerados por los forestales como “hierbas malas”; sin embargo, estas especies son las que menos se han utilizado en el pasado para la revegetalización, especialmente por el desconocimiento de los profesionales latinoamericanos sobre sus propios valores forestales.

Revegetalización de taludes en zonas secas

El principal requerimiento para la siembra en taludes secos y calientes es maximizar la infiltración y acumulación de agua en el suelo realizando una preparación adecuada del terreno. Para ayudar a mantener la humedad se pueden utilizar hidroretenedores químicos, los cuales mejoran la capacidad de conservación de agua, pero su uso generalmente es sin práctica a gran escala.

La colocación de tipos de mulching especiales que favorezcan la acumulación de agua es una técnica muy utilizada pero debe tenerse cuidado de no utilizar espesores demasiado altos que impidan el desarrollo de la vegetación.

Se debe investigar detalladamente cuáles son los meses que presentan algo de pluviosidad para realizar la siembra con algo de lluvia.

En zonas urbanas se pueden utilizar técnicas riego con manguera por lo menos mientras se logra el establecimiento de la vegetación.

La utilización de gradas en el talud facilita la conservación de la humedad. Esta técnica es muy utilizada en climas secos tropicales.

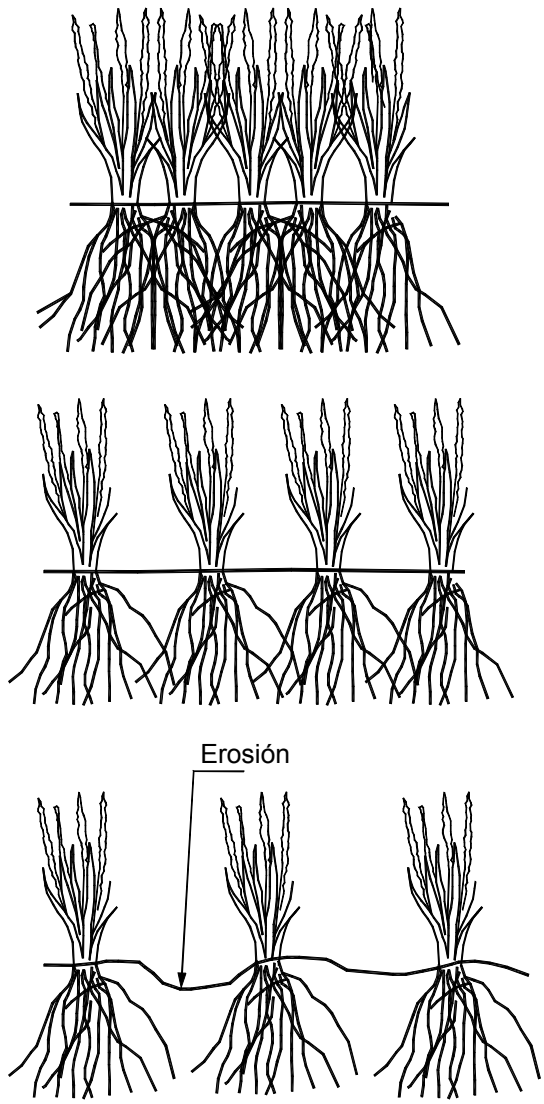
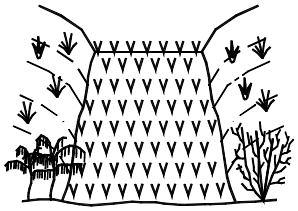


FIGURA 9.11 Diagrama del efecto de la densidad de siembra sobre la eficiencia de la protección.

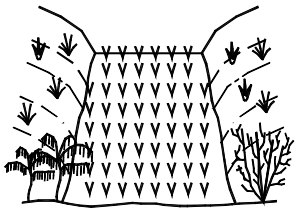
9.2 SISTEMAS DE BIOINGENIERÍA

9.2.1 HILERAS DE VEGETACIÓN

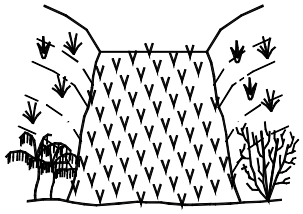
Para disminuir la velocidad del agua en un talud o en un cuerpo de agua se utilizan barreras de desechos, tales como paja y ramas de árboles o maleza, anclados al suelo con estacas de madera. Estos elementos actúan como filtros superficiales produciendo algo de sedimentación al mismo tiempo que disipan la energía de la escorrentía.



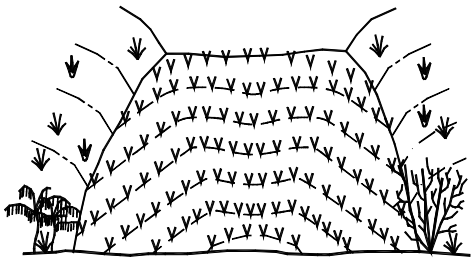
a) Horizontal



b) Vertical



c) Diagonal



d) Radial

FIGURA 9.12 Ejemplos de alineamiento de hileras de vegetación.

Son estructuras temporales y en algunos casos son arrastradas por el agua si la velocidad de ésta es muy alta, se les utiliza en taludes de pendientes del 10% al 30%. Estas barreras también se acostumbra hacerlas en caña, bambú o fibras vegetales tejidas y en ocasiones se colocan mallas metálicas plásticas.

Una de las especies más utilizadas para estas barreras es el pasto Vetiver (Vetiveria zizanioides).

Criterios para el diseño de las hileras

El espaciamiento entre barreras de vegetación se basa más en la experiencia que en una fórmula matemática. El espaciamiento generalmente se expresa en términos de diferencia de altura vertical entre dos hileras consecutivas. Por ejemplo para pasto Vetiver se acostumbra intervalos entre 1 y 2 metros de altura vertical.

Entre más alta la pendiente, los espaciamientos deben ser menores. Igualmente en la parte baja de los taludes las hileras deben ser más cercanas, teniendo en cuenta que los caudales de escorrentía son mayores en el pie del talud.

Otro factor importante es el ángulo de inclinación o pendiente transversal. Antiguamente se acostumbraban las barreras colocadas prácticamente horizontales, pero la erosión que se produce debajo de la barrera ha modificado los criterios de ingeniería y la practica actual es la de dejar una pendiente transversal que facilite el flujo de agua a lo largo de la parte superior de la barrera. Estas pendientes dependen de la pluviosidad. En zonas semiáridas se recomiendan barreras prácticamente horizontales para facilitar la infiltración y en zonas de alta pluviosidad se recomiendan pendientes transversales hasta de 45°.

En las zonas tropicales se deben esperar altas intensidades por las anomalías climáticas y las hileras de vegetación deberían tener una pendiente importante para el manejo de la escorrentía (Lawrance, 1995). Estas barreras actúan como cortacorrientes y debe proveerse un sistema de salida lateral del agua recolectada. Las barreras horizontales en las áreas tropicales presentan fallas por acumulación de agua y formación de surcos y cárcavas.

9.2.2 HILERAS DE MATORRAL

Las hileras de hierba son zanjas semitriangulares o terrazas dentro de las cuales se colocan o siembran hileras de ramas vivas de hierba (Figura 9.13). Sobre la hierba se coloca suelo. Las zanjas tienen una profundidad entre 300 y 500 mm y la separación entre hileras es de 1.0 a 6 metros (Tabla 9.2). Estas barreras actúan desde el mismo momento de su colocación como barreras para reducir la velocidad de la escorrentía y la sedimentación. Su objetivo es similar al de las barreras de vegetación y las fajinas, pero difieren en el método de siembra de la vegetación. Al germinar la hierba se forman hileras de vegetación. Su colocación debe seguir procedimientos similares a los de las barreras de vegetación. Gray y Sotir (1996) recomiendan que este sistema de hileras de matorral solo se utilice en taludes no superiores a pendientes de 2H: 1V.

TABLA 9.2 Separaciones recomendadas para hileras de matorral (McCullah, 2001).

Pendiente del talud	Separación entre hileras (metros)
1H:1V a 1.5H:1V	1 a 1.3
1.5H:1V a 2H:1V	1.3 a 1.5
2.1H:1V a 2.5H:1V	1.5 a 2
2.5H:1V a 4H:1V	1.8 a 2.4
3.5H:1V a 4H:1V	2.4 a 3.7
4.5H:1V a 5H:1V	3.1 a 6.1

9.2.3 FAJINAS (WATTLES)

Las fajinas son manojos semicilíndricos de ramas de hierbas de diámetro 0.20 y 0.40 mts., y longitudes entre 2 y 9 mts; atadas con alambre o con soga de fibras orgánicas o polipropileno cada 0.20 - 0.30 mts (Figura 9.15). Previamente a la colocación de la fajina se construye una zanja a una profundidad aproximada de 20 centímetros. Las fajinas se elaboran con especies vegetales existentes en la región y que resisten las condiciones de trabajo, por lo general son de mimbrera enraizable, lo que equivale a que estas ramas deben germinar. Estas fajinas se colocan semienterradas en zanjas de poca profundidad cavadas en el suelo para facilitar la integración de las ramas vivas con el suelo y facilitar la germinación. Los enfajinados se fijan al suelo por medio de estacas de madera y para evitar que el agua levante las fajinas en el pie del talud, son fijadas por medio de enrocado u hormigón. Las estacas pueden ser vivas o inertes de acuerdo al sistema de cobertura vegetal que se desee. Las estacas se hincan en tal forma que debe quedar un espacio de estaca libre por encima del nivel superior de la fajina. Esta clase de obras es utilizada en obras de poca pendiente y en lugares donde la fuerza de arrastre del agua es pequeña.

Las zanjas se excavan generalmente a mano siguiendo las líneas de nivel, aunque en ocasiones se construyen con una pequeña pendiente para facilitar el drenaje. Después de que las fajinas se aseguran con estacas, la zanja se rellena con suelo firmemente empacado.

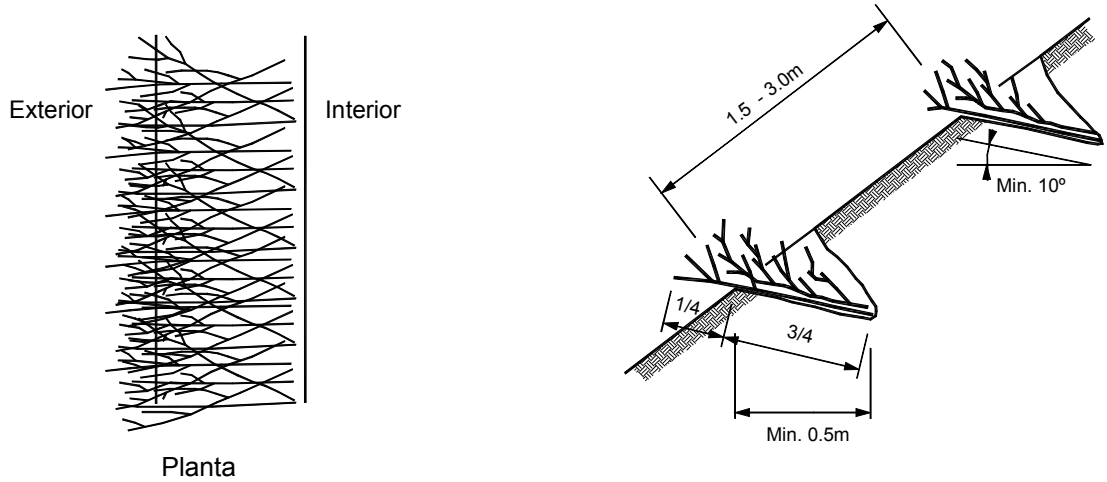


FIGURA 9.13 Esquema de colocación de hileras de matorral.

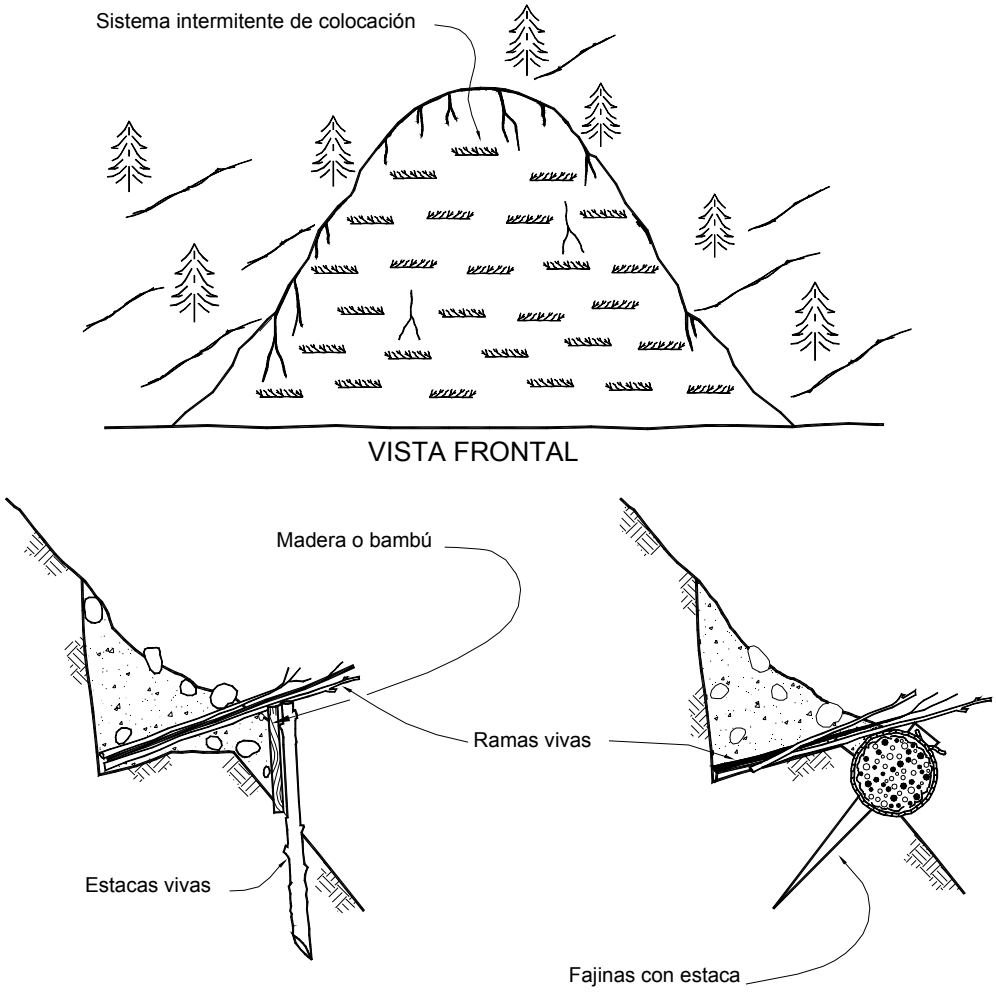


FIGURA 9.14 Capas de hierba apoyadas en trinchos o fajinas (McCullah, 2001)

Las hileras de fajinas crean una serie de barreras en el talud que disminuyen la velocidad de la escorrentía y atrapan sedimentos. Entre hileras de fajinas se debe sembrar vegetación, pastos, etc., utilizando semillas o mateado.

Los muros de enfajinados se componen de capas horizontales de fajinas entrelazadas, colocando las capas superpuestas consecutivamente. Después de cada capa de fajinas se le coloca una carga de piedra o grava con un espesor de 0.20 a 0.30 mts.

Procedimiento para la construcción de fajinas

Un sistema de fajinas utiliza mantos de fibras orgánicas de acuerdo al siguiente procedimiento:

TABLA 9.3 Espaciamientos recomendados para fajinas (Gray y Sotir, 1996).

Pendiente (nH:mH)	Distancia entre zanjas de fajinas (metros)	
	En líneas de igual nivel	Con pendiente para drenaje
1 : 1 a 1.5 : 1	1.0 a 1.2	0.6 a 1.0
1.5 : 1 a 2 : 1	1.2 a 1.5	1.0 a 1.5
2 : 1 a 2.5 : 1	1.5 a 1.8	1.0 a 1.5
2.5 : 1 a 3 : 1	1.8 a 2.4	1.2 a 1.5
3.5 : 1 a 4 : 1	2.4 a 2.7	1.5 a 2.0
4.5 : 1 a 5 : 1	2.7 a 3.0	1.8 a 2.4

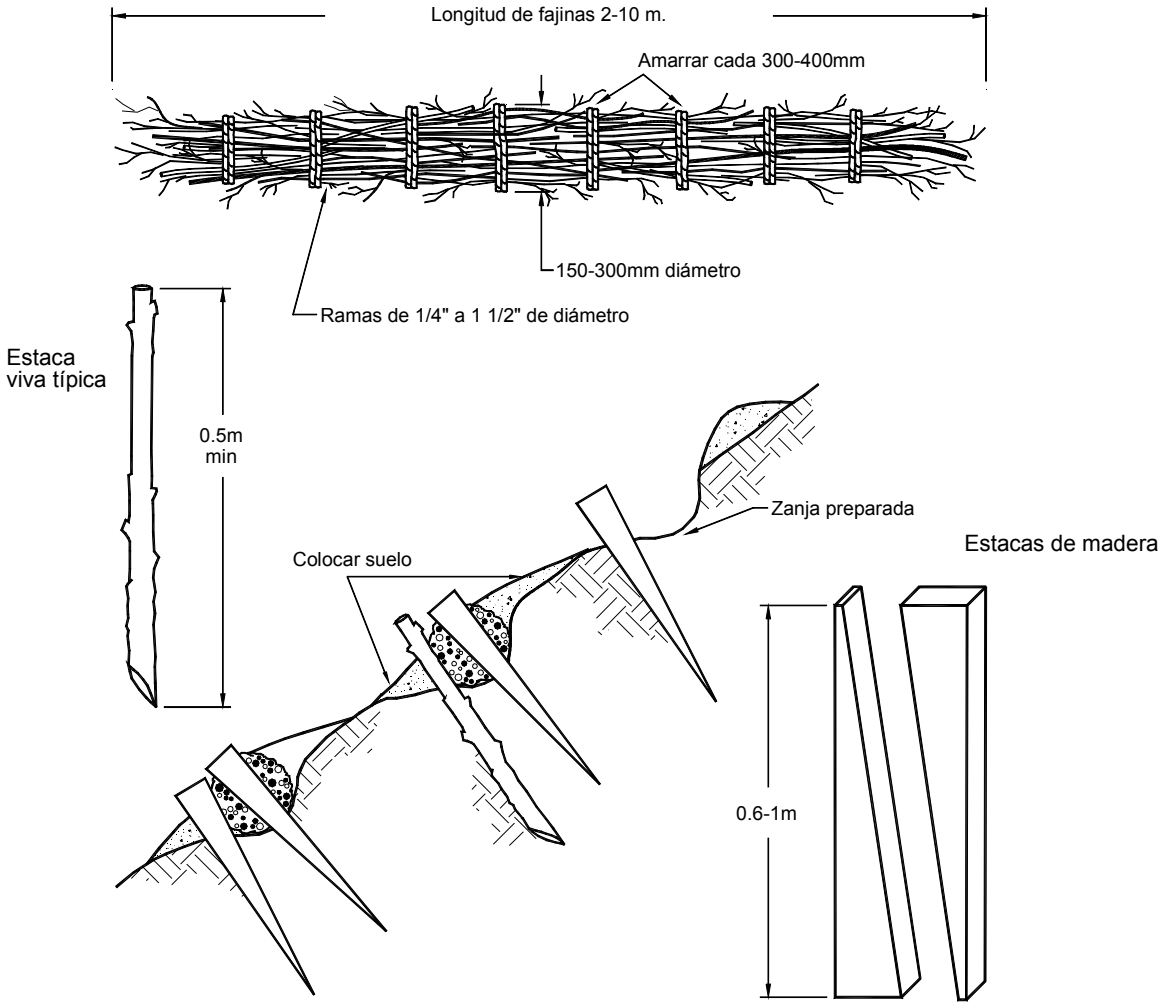


FIGURA 9.15 Esquema general de colocación de fajinas vivas.

- Se excavan zanjas siguiendo las líneas de nivel en los sitios donde se plantea la colocación de fajinas.
- Se cubre el talud con una tela de fibras orgánicas, enterrando la tela siguiendo el perímetro de las zanjas pre-excavadas.
- Se colocan las fajinas sobre la tela fijándolas con estacas.
- Se rellena el espacio entre las zanjas y las fajinas con suelo bien empacado.
- Se siembra pasto entre las fajinas.

Fajinas de drenaje

Las fajinas vivas pueden utilizarse como subdrenes subsuperficiales para controlar las aguas de escorrentía (Figuras 9.16 y 9.17). El sistema consiste en excavar zanjas en forma de espina de pescado con brazos que conectan a una zanja principal. Las zanjas se llenan con fajinas vivas, se fijan con estacas y se empacan suelo alrededor de ellas. Los drenes centrales pueden consistir de varias fajinas dentro de la misma zanja. Los drenes centrales generalmente tienen una profundidad de hasta 50 centímetros y los drenes laterales de 20 a 30 centímetros. Generalmente se construyen de abajo hacia arriba y los ángulos laterales varían entre 20º y 45º. El espaciamiento entre zanjas laterales varía de 1.0 a 2.5 metros, en forma generalmente paralela y con longitudes entre 3 y 8 metros. Dentro de esta categoría de subdrenes de fajinas están los subdrenes de bambú los cuales generalmente se colocan sobre una tela o membrana permeable a profundidad hasta de un metro.

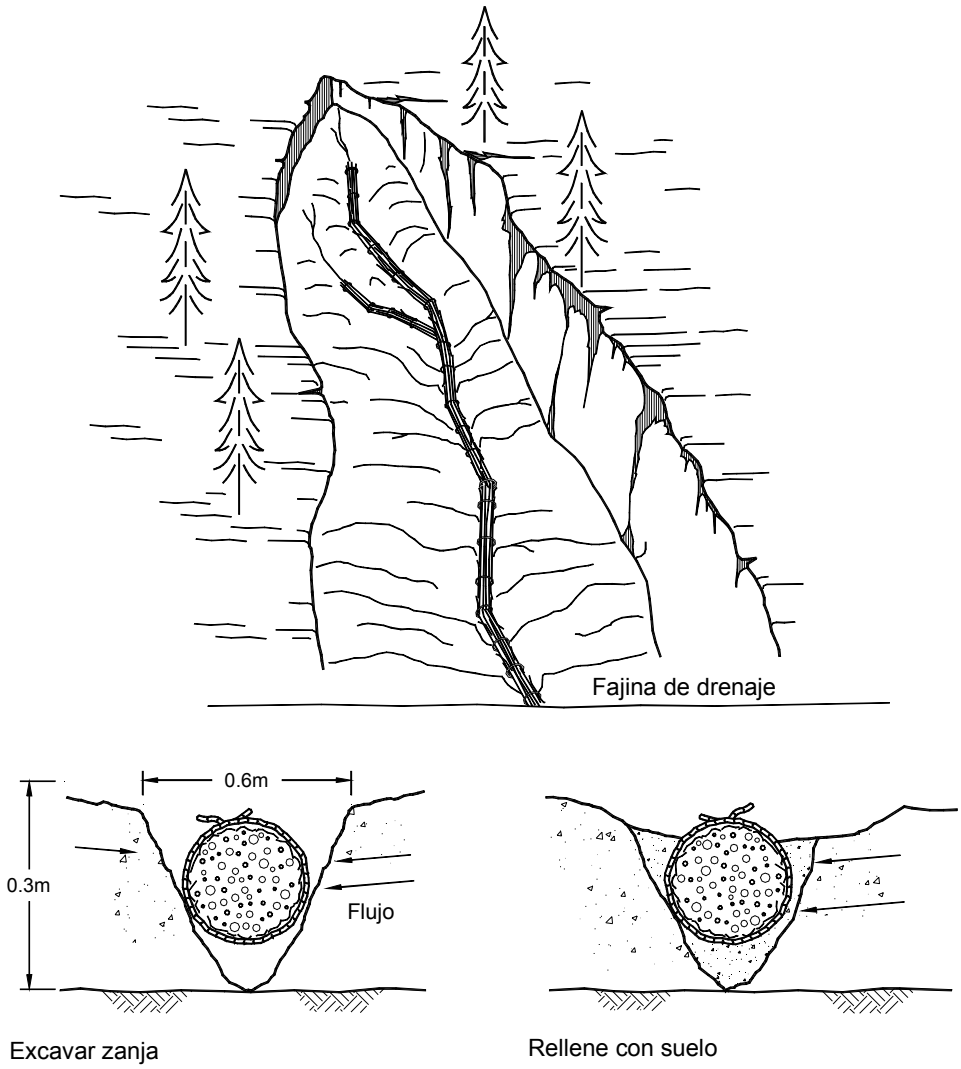


FIGURA 9.16 Fajinas vivas de drenaje (McCullah, 2001).

9.2.4 CAJONES DE RAMAS

Este sistema consiste en la construcción de barreras en forma de cajón longitudinal utilizando ramas las cuales se sostienen lateralmente con estacas enterradas (Figura 9.18). Estos cajones requieren de una excavación muy pequeña, pero es importante colocar un relleno arriba de ellos. Se utilizan ramas de longitudes de 2 a 4 metros y hasta 1 ½" de diámetro. Las estacas tienen una longitud aproximada de un metro y se entierran mínimo 50 centímetros. Generalmente se utiliza alambre calibre BWG 9 para amarrar entre sí la parte superior de las estacas y ayudar en esta forma a garantizar la estabilidad interna del cajón.

9.2.5 CAPAS DE ENRAMADOS

Las capas de hierba o ramas de juncos consisten en ramas cortadas las cuales se colocan en capas, intercalándolas con capas de suelo (Figuras 9.19). Las ramas se colocan en forma entrecruzada o con un sistema de traslapo, en tal forma que las puntas salen a la superficie del terreno. Las ramas desde su colocación actúan como barreras de sedimentos y retardadores del flujo. A su vez también refuerzan el talud en forma similar a los geosintéticos en la tierra reforzada. Cuando germinan y se establece la vegetación, la capacidad del refuerzo aumenta por acción de las raíces y el follaje favorece el control de la erosión.

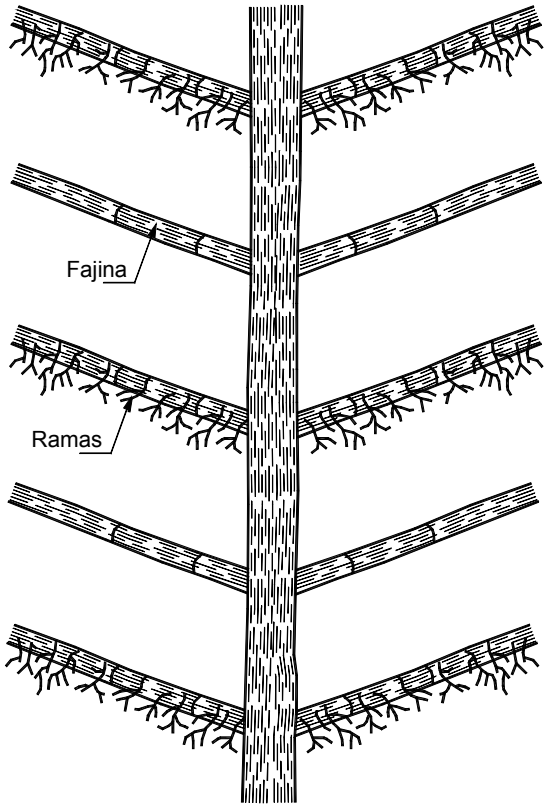


FIGURA 9.17 Esquema de las fajinas de drenaje en espina de pescado.

Las capas de enramados son muy funcionales en terraplenes, las ramas van embebidas entre capas sucesivas de relleno compactado.

Las capas de suelo pueden envolverse con tela sintéticas u orgánicas como yute, fique o refuerzo de geotextil o geomallas, creando un conjunto mucho más confinado y reforzado.

Especificaciones para la construcción de enramados

Para la construcción de las capas de enramados se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios (Gray y Sotir 1996):

- La terraza sobre la cual se colocan las capas de ramas debe tener una pendiente hacia atrás de 10 a 20 grados con la horizontal.
- Colocar las ramas entrecruzadas formando una red diagonal.
- Las puntas de las ramas deben alinearse en tal forma que sobresalgan hacia afuera del talud.
- Coloque las capas de suelo compactando ligeramente. Pueden colocarse varias capas de suelo compactado.
- El espaciamiento vertical entre capas de ramas debe ser de 1 a 2 metros (Tabla 9.4). El espaciamiento debe ser menor en la parte inferior del talud.
- En taludes de baja pendiente se puede colocar Mulching para siembra entre capas, y en taludes de pendiente fuerte se puede sembrar utilizando otras técnicas, como hidrosembrado o protección con textiles.

TABLA 9.4 Espaciamientos recomendados para capas de enramados (Gray y Sotir 1996).

Pendiente (nH:mH)	Distancia entre enramados (metros)	
	En líneas de igual nivel	Con pendiente lateral
1.5 a 2 : 1	1.2 a 1.5	1.0 a 1.2
2 : 1 a 2.5 : 1	1.5 a 1.8	1.0 a 1.2
2.5 : 1 a 3 : 1	1.8 a 2.4	1.2 a 1.5
3 : 1 a 4 : 1	2.4 a 3.0	1.5 a 1.8

Capas de enramados combinadas con telas de refuerzo y confinamiento

Este sistema consiste en capas de enramados colocadas entre capas de suelo envueltas por telas sintéticas u orgánicas, las cuales actúan como refuerzo y confinamiento del suelo (Figura 9.20). En la realidad es una combinación del sistema de tierra reforzada con el de capas de enramados. Los enramados se colocan en forma entrecruzada con las puntas sobresaliendo a la superficie. Los enramados actúan como protectores de la erosión y como refuerzo adicional.

Se utilizan enramados en forma muy similar al de las capas sin refuerzo y entre capas de ramas se colocan refuerzos sintéticos u orgánicos. Su diseño es muy similar al de la tierra reforzada.

Procedimiento para la construcción de enramados con geotextil

Para su instalación se recomiendan los siguientes criterios generales (Gray y Sotir, 1996) (Figura 9.21):

- Se excava una zanja hasta suelo competente por debajo del nivel de socavación. Esta zanja

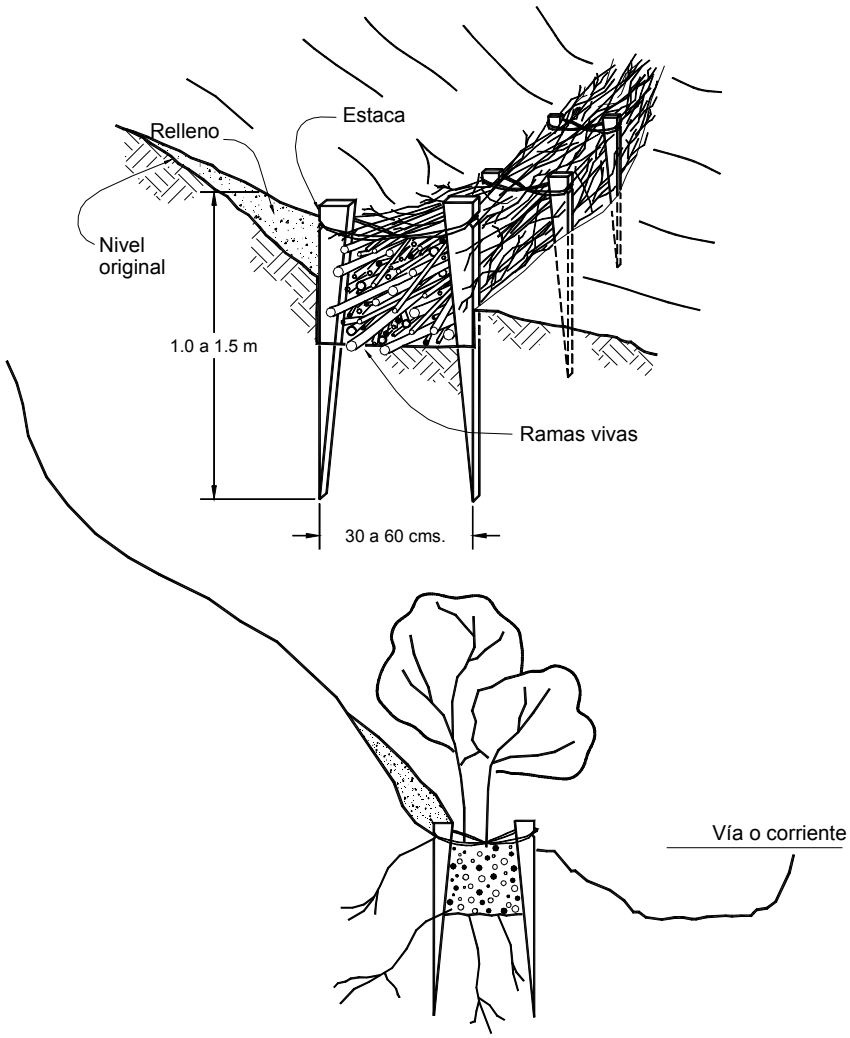


FIGURA 9.18 Detalle de cajones de ramas (McCullah, 2001).

generalmente se rellena con piedra para proveer una base para el muro reforzado. La superficie superior de este enrocado debe tener una inclinación hacia adentro del talud para facilitar el acomodo de las capas.

- Sobre el enrocado se coloca la estructura de tela de acuerdo al diseño y se rellenan con una capa de suelo compactado. Una vez compactado el suelo se dobla la tela para cubrirlo. Se requiere templar la tela para que confine eficientemente el relleno. La tela se ajusta con estacas.
- Sobre esta capa se colocan las ramas generalmente en tres capas seguidas, colocando suelo entre las capas de ramas.
- Se coloca nuevamente una capa de tela y se repite el proceso.
- Los espesores de las capas dependen de las necesidades del diseño.

Características del suelo para las capas de enramados

El relleno de suelo a utilizarse en las capas de enramados debe ser de suelos mixtos compuestos por arena, grava y arcilla. Preferiblemente con materia orgánica o con nutrientes de abono. No se deben utilizar arenas, gravas limpias o arcillas plásticas. Desde el punto de vista de Ingeniería el suelo a utilizar debe ser lo suficientemente permeable para permitir la presencia de aire y lo suficientemente impermeable para sostener la humedad por períodos largos de tiempo.

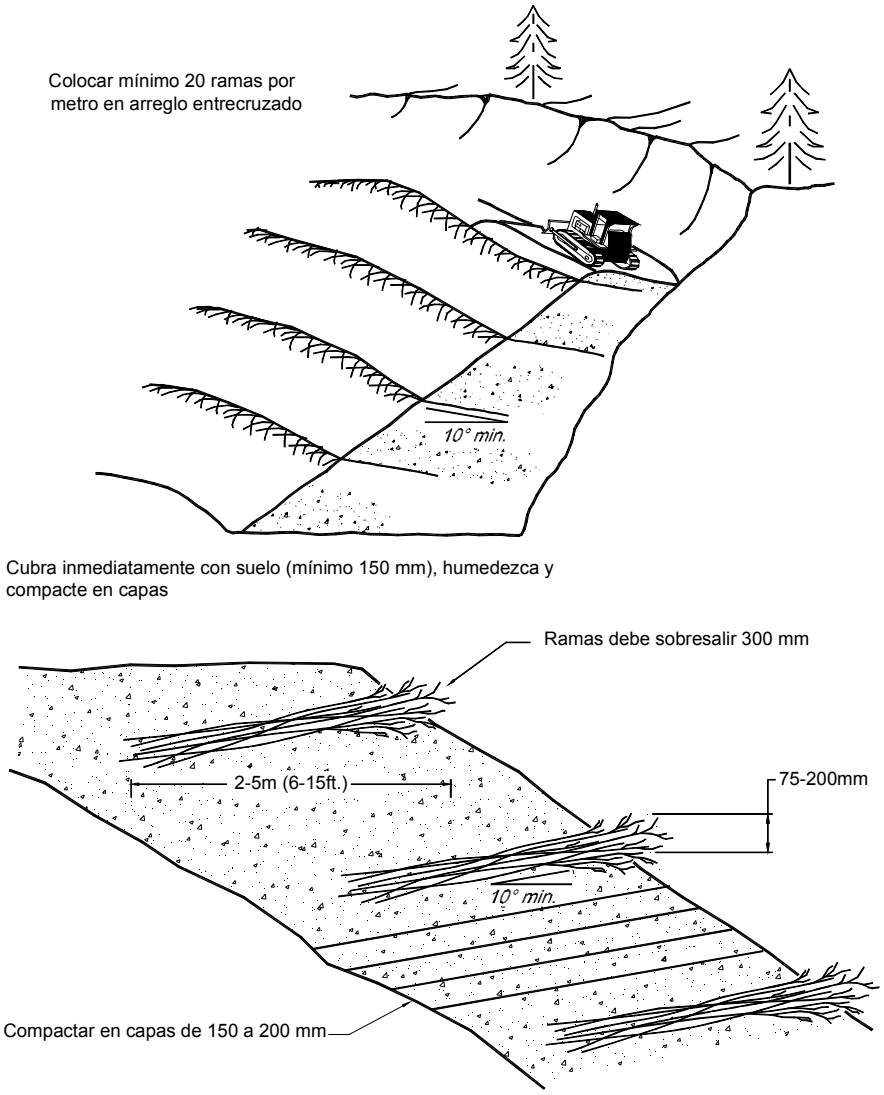


FIGURA 9.19 Capas de enramados (McCullah, 2001).

Es importante realizar un análisis agronómico de las propiedades del suelo para su utilización. Como pruebas mínimas se recomienda el análisis de nitrógeno, fósforo, potasio, pH.

9.2.6 REVESTIMIENTO CON ENRAMADOS

Enramados verticales

Están constituidos por un cercado de estacas de seis a quince centímetros de diámetro y longitudes de 0.7 a 1.5 mts., hincadas a distancias 0.3 a 0.5 mts., y entretejidas con ramas o juncos de modo que formen un enrejado. Los enramados tienen altura de 0.3 a 0.6 mts., y han de hincarse, por lo menos, 0.25 mts., en el suelo. Tanto las estacas como las ramas o juncos han de enraizarse.

Para conseguir que todas las ramas del enramado enraícen, es necesario que todos los extremos raizables penetren en la tierra.

Enramados horizontales

Estos enramados consisten en mantas de ramas que cubren la totalidad de superficie del talud a proteger. Para su construcción se colocan estacas separadas aproximadamente 1.0 a 1.2 metros, se extienden las

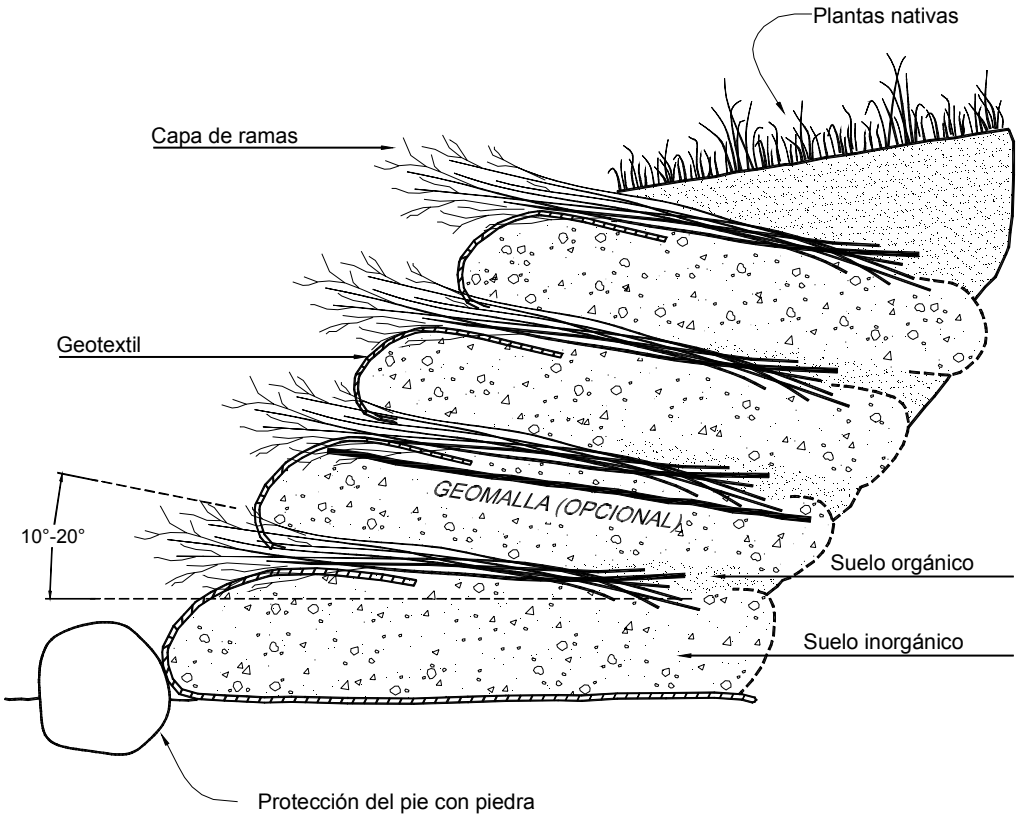


FIGURA 9.20 Capas de ramas utilizando geotextil (McCullah, 2001).

ramas sobre la superficie del terreno y luego con alambres se amarran las ramas a las estacas, colocando si es necesario estacas adicionales para garantizar que las ramas estén en permanente contacto con la tierra. Estas ramas después de que germinen generan una protección de hierbas con muy buena resistencia al flujo. Es muy importante que un especialista aconseje el tipo de ramas que se pueden utilizar para los enramados horizontales.

9.2.7 CUBIERTAS VIVAS

Las cubiertas vivas consisten en un arreglo de troncos de madera formando cuadrados o rectángulos sobre la superficie del talud (Figura 9.23). El espacio entre los troncos de madera se rellenan con ramas y suelo. Generalmente se colocan dos capas de arreglos de troncos el uno encima del otro, formando unos cajones de aproximadamente 50 centímetros de profundidad.

El sistema de cubiertas vivas se recomienda utilizarlo en taludes de alta pendiente donde otros sistemas difícilmente pueden sostenerse. Los troncos pueden ser de madera rolliza, bambú o madera aserrada y se arman en tal forma que formen un sistema de seudopórtico recostado sobre el talud. En la práctica este sistema es una armadura de madera, ramas y suelo que cubre totalmente la superficie del talud. El sistema debe diseñarse para ser autoportante y poder soportar su propio peso.

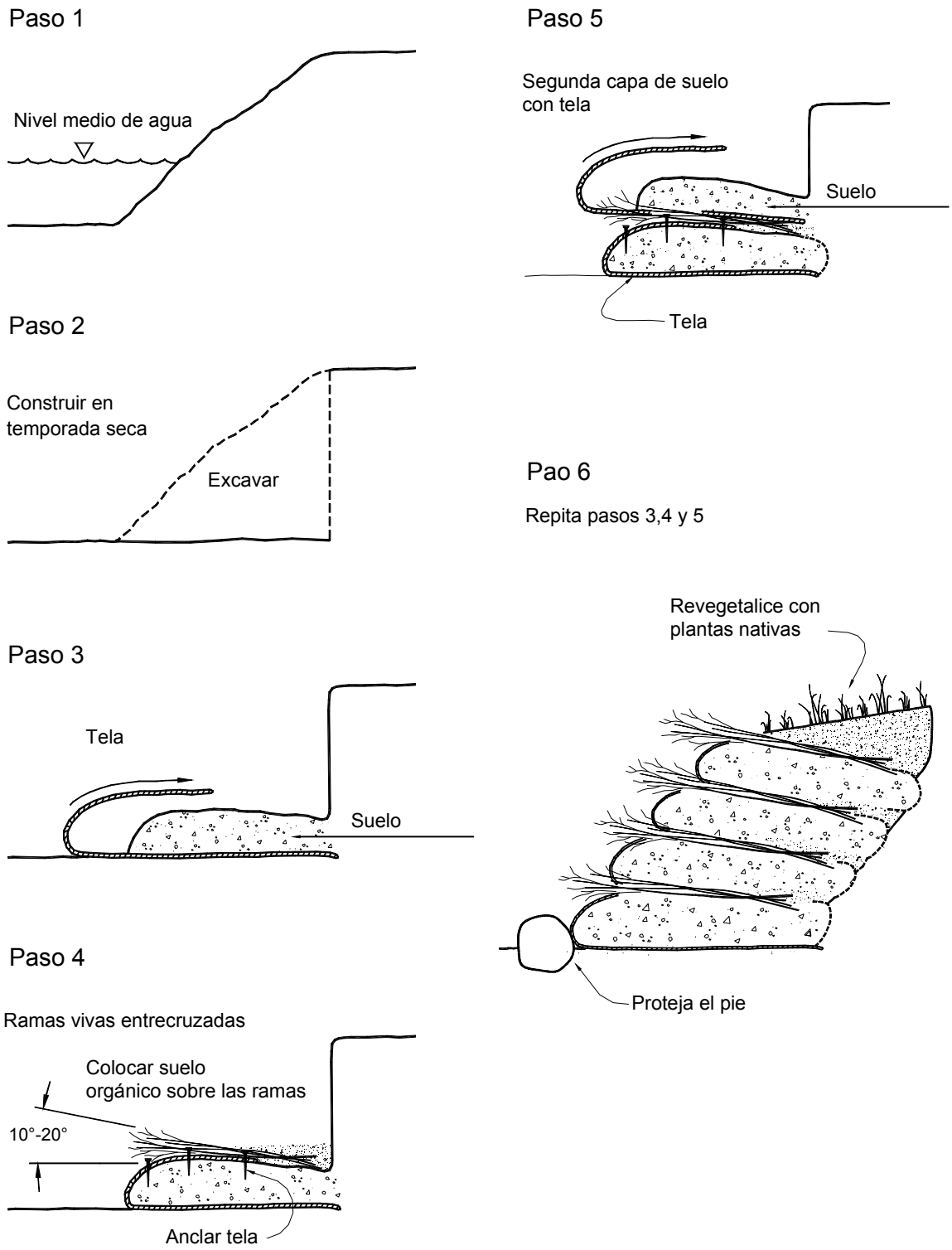


FIGURA 9.21 Construcción de capas de enramados con geotextil paso a paso (McCullah, 2001).

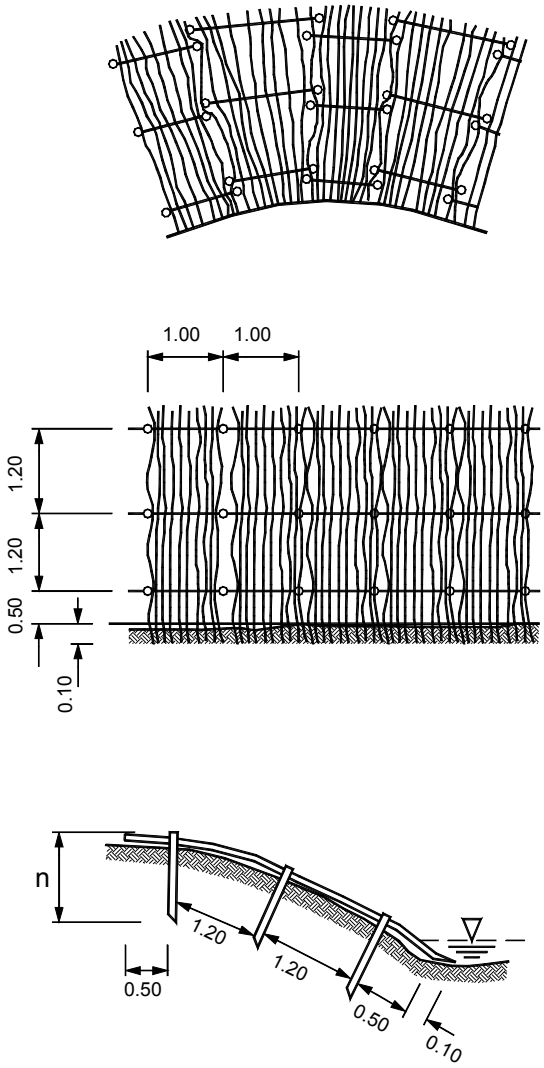


FIGURA 9.22 Protección superficial con ramas.

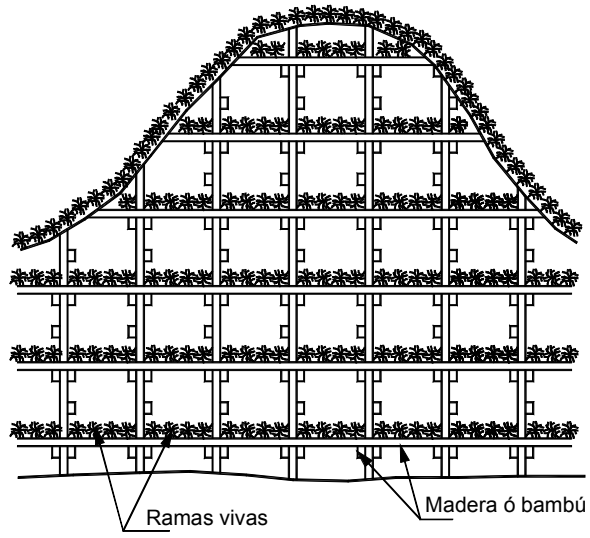


FIGURA 9.23 Revegetalización utilizando celdas de madera o bambú.

Criterios para la construcción de cubiertas vivas

Para la construcción de estas cubierta viva se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios (Gray y Sotir, 1996):

- Excave una zanja en el pie del talud utilizando una máquina o a mano. Esta zanja debe tener una profundidad mínima de 70 centímetros, en tal forma que la estructura de madera sea adecuadamente cimentada.
- Se coloca la estructura de los travesaños horizontales de madera a espaciamientos de aproximadamente 1.0 metro. Para la colocación de estos travesaños se recomienda construir zanjas, en tal forma que por lo menos la mitad del diámetro del travesaño quede enterrada.
- Se colocan los elementos de madera en la dirección del talud, asegurándolos con los travesaños horizontales. Para sostener el sistema se pueden utilizar estacas, alambre, clavos metálicos, etc.
- Una vez se ha construido el armazón o estructura se colocan las ramas y el suelo en capas subhorizontales sucesivas de espesores aproximados de 20 centímetros.
- Sobre el sistema de ramas y suelo se puede colocar una malla de protección para ayudar a sostener el sistema mientras germinan las ramas (Figura 9.24).

Existen muchas formas de construcción de los sistemas de cubiertas vivas de acuerdo a los troncos, materiales vegetales y suelos disponibles y las características del talud.

9.2.8 ENZARZADO

El enzarzado consiste en estacas vivas enterradas formando hileras, siguiendo aproximadamente las líneas de nivel. Entre las estacas se teje en el campo una red semivertical utilizando ramas y juncos (Figura 9.25). Las ramas pueden sujetarse a las estacas con el sistema de tejido o adicionalmente mediante la utilización de alambres o sogas. El enzarzado tiene por objeto evitar la formación de surcos y sedimentar los materiales transportados por la escorrentía.

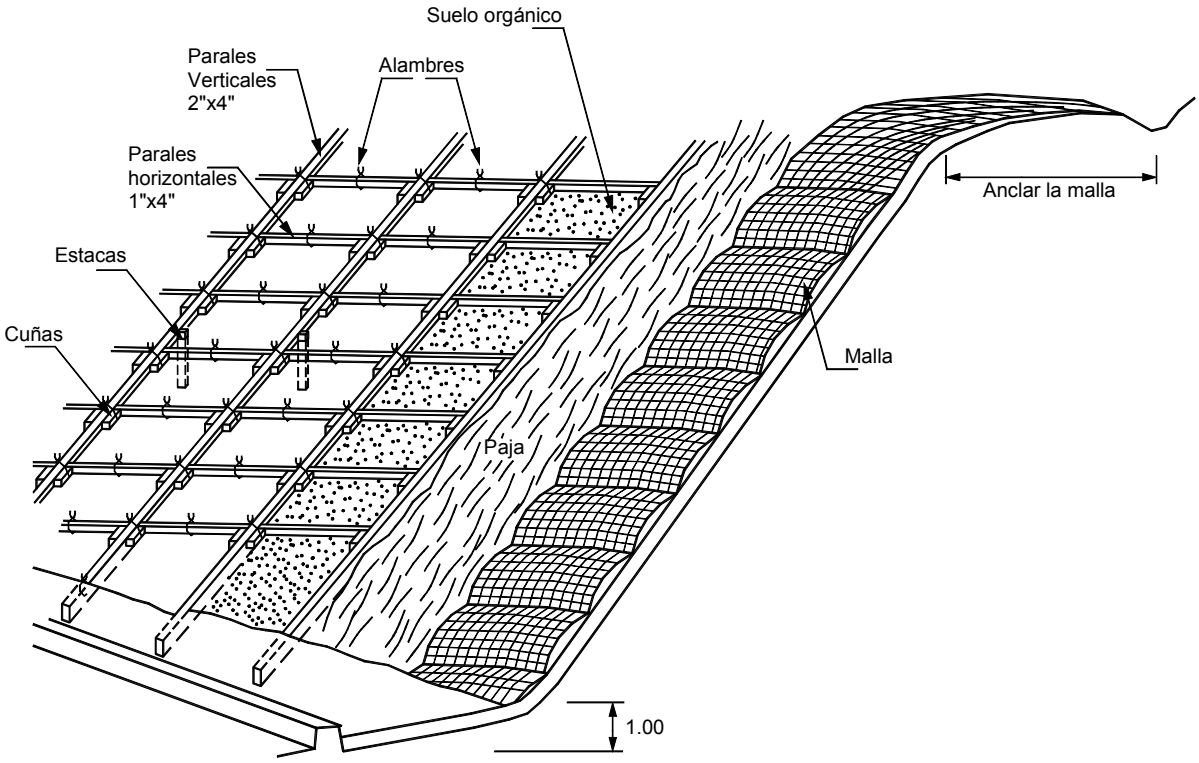


FIGURA 9.24 Cubiertas vegetales utilizando madera o bambú y vegetación sostenida con una malla.

9.2.9 TRINCHOS CON VEGETACIÓN

En taludes de más de 45º, donde no es posible colocar barreras sencillas de vegetación, se acostumbra colocar trinchos consistentes en estacas vivas profundas hincadas, las cuales sostienen un sistema vertical de contención construido con madera, ramas de árboles o bambú o malla.

Arriba del sistema de contención se coloca un filtro de geotextil o biomanto, se rellena con suelo y se siembra la barrera de vegetación. Generalmente, se utilizan estacas de 2" a 3" de diámetro que se entierran mínimo 60 centímetros dentro del suelo. La altura del relleno detrás de los trinchos no debe superior a 1.0 metro, aunque en algunos casos se siembran trinchos especiales capaces de soportar alturas de rellenos superiores.

9.2.10 TALUDES EN ESCALERA

Los taludes en escalera recubiertos de especies vegetales han sido empleados con éxito en ambientes tan diferentes como en los campos de Ecopetrol en el Magdalena Medio y en la Ciudad de Manizales en Colombia.

El sistema de talud en escalera, impide la aceleración de la escorrentía, aumenta la infiltración en el talud, mantiene la humedad facilitando el crecimiento de la

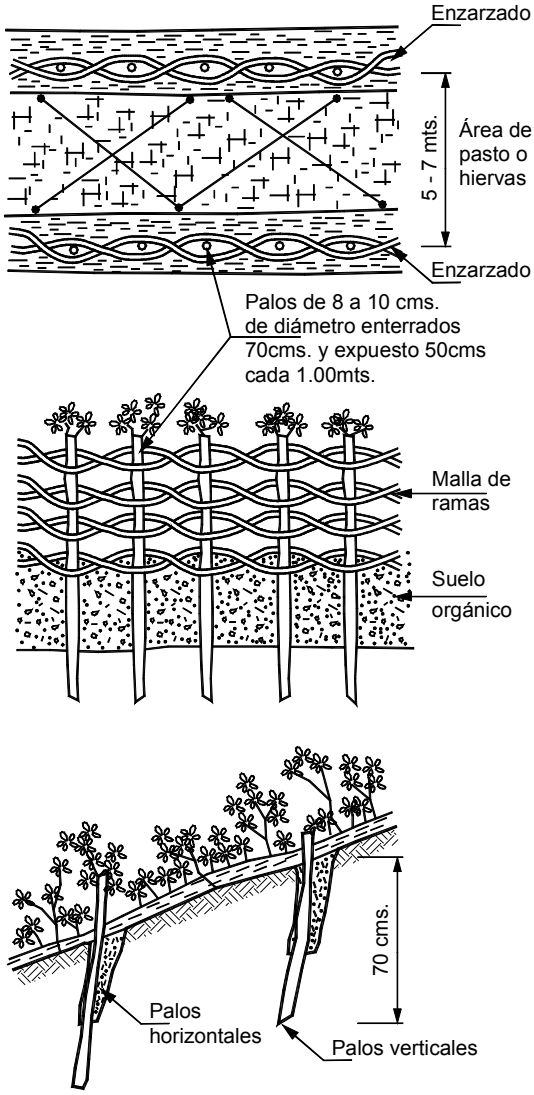


FIGURA 9.25 Sistema de enzarzado.

vegetación, recoge los sedimentos de erosión por golpeo de lluvia e impide la formación de surcos de erosión. (Figura 9.26).

9.2.11 RAMAS EMPACADAS

Las ramas empacadas consisten en capas alternadas de suelo y ramas ajustadas por estacas profundas. Este sistema se utiliza para la reparación de huecos y depresiones en taludes o para el relleno de cárcavas. Las estacas deben enterrarse hasta suelo competente por debajo del hueco.

La instalación de las ramas empacadas se empieza de abajo hacia arriba de la depresión de acuerdo al siguiente procedimiento (Gray y Sotir, 1996):

- Se entierran estacas en toda el área del hueco, aproximadamente 1.0 metro dentro del suelo a espaciamientos entre 30 y 50 centímetros. Las estacas deben sobresalir por encima del volumen del área a rellenar.
- Se coloca una capa de ramas de aproximadamente 15 centímetros de espesor, entre las estacas y perpendicularmente a la pendiente.
- Sobre las ramas se coloca una capa de suelo de aproximadamente 20 centímetros de espesor.
- Se colocan nuevamente capas de ramas y de suelo hasta rellenar totalmente la depresión.

9.2.12 REVEGETALIZACIÓN DE CARCAVAS

Las cárcavas son áreas de erosión acelerada caracterizadas por un flujo discontinuo y generalmente impredecible, sin embargo, la vegetación es una de las formas más eficientes de protección. Generalmente, se utilizan barreras muy densas de especies con sistema de raíces muy denso y profundo y baja altura de follaje.

Se recomienda utilizar plantas de tallo flexible que se inclinen cuando ocurran grandes flujos, permitiendo una superficie suave para el paso del flujo.

No se recomienda la utilización de árboles porque estos con sus troncos restringen el flujo dentro de la cárcava y reducen la capacidad para el paso del agua, generando problemas de erosión dentro de la cárcava. La utilización de especies con raíz profunda como el pasto Vetiver pueden ser la mejor alternativa.

Es muy común en cárcavas la construcción de trinchos o vertederos en el fondo del canal de la cárcava para modificar el gradiente hidráulico del canal y en esta forma controlar su profundización. Es importante colocar estas estructuras en los sitios críticos donde ocurren cambios bruscos de pendiente dentro de la cárcava, o donde existe actividad acelerada de la cárcava, especialmente donde ésta trata de extenderse a áreas no erosionadas todavía.

Una vez seleccionados estos sitios críticos, las estructuras restantes deben espaciarse garantizando una disminución de la pendiente de la cárcava. Entre estructuras deben construirse barreras de vegetación para lograr una protección integral de la cárcava.

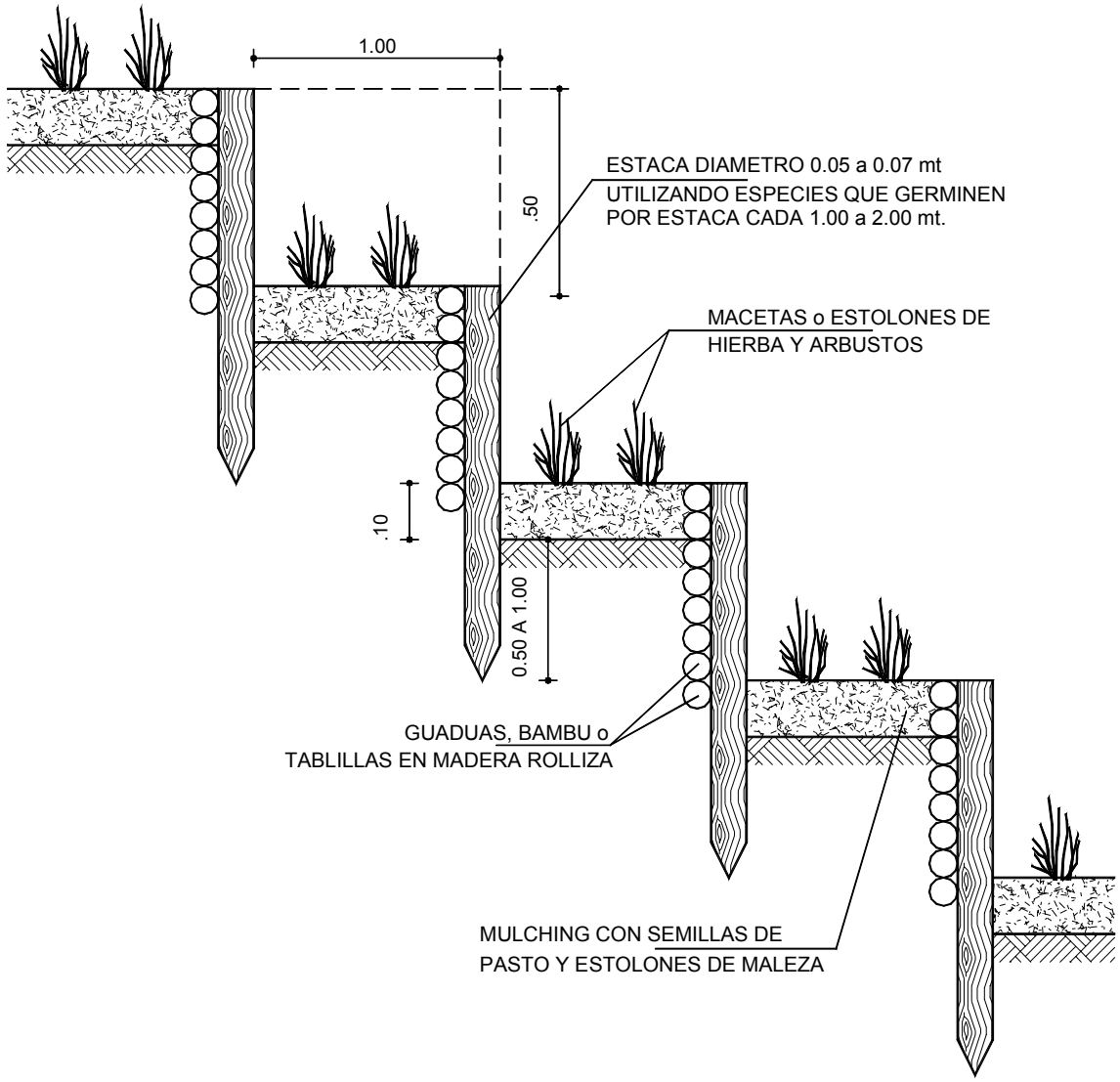


FIGURA 9.26 Siembra en escalera.

Relleno de cárcavas con ramas y suelo

El sistema consiste en rellenar la cárcava alternando capas de ramas y de suelo compactado, simulando una tierra reforzada (Figura 9.28). El procedimiento es muy similar al de las capas de enramados. Las ramas una vez desarrollan raíces y follaje actúan como protección definitiva para la erosión de la cárcava. Este sistema se recomienda utilizarlo solamente en cárcavas poco profundas, de máximo 60 centímetros de profundidad y máximo 10 metros de longitud.

9.2.13 ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE BIOINGENIERÍA

La construcción de obras de bioingeniería requiere de una serie de cuidados con el objeto de garantizar la germinación y establecimiento de las especies vegetales y la eficiencia del control de erosión. Tanto el terreno como las plantas deben cuidarse para que no sean alterados. McCullah (2001) recomienda tener en cuenta entre otros los siguientes criterios:

a. Temporada de siembra

Las especies vegetales deben ser cortadas y plantadas antes de la época de lluvias. Generalmente, los meses de febrero y marzo son los más indicados en la zona de los Andes tropicales. Se recomienda analizar los datos de días lluviosos, de las estaciones pluviométricas más cercanas. En todos los casos se requiere riego por lo menos durante el primer mes, con el objeto de garantizar la germinación de las especies vegetales.

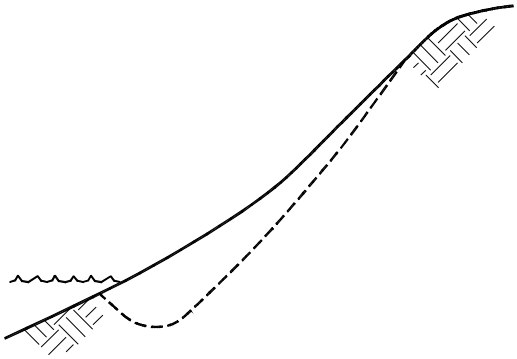
b. Escogencia de las plantas

Deben seleccionarse materiales de plantas que se adapten fácilmente a las condiciones del sitio y que además se establezcan fácilmente por estaca. Las especies nativas deben preferirse sobre las plantas exóticas. Se sugiere consultar con los habitantes de la región sobre las especies que fácilmente pueden establecerse utilizando estacas o ramas.

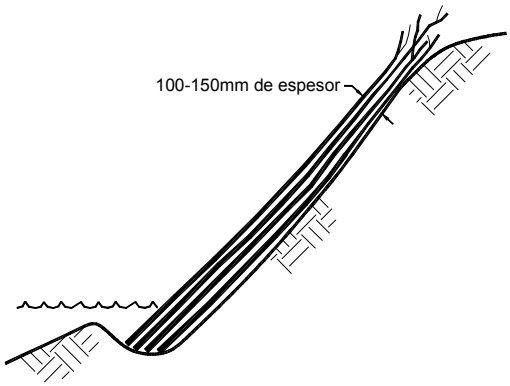
Más del 50 % de las ramas deben encontrarse vivas, aunque se permiten algunas ramas muertas.

c. Tamaño de las ramas

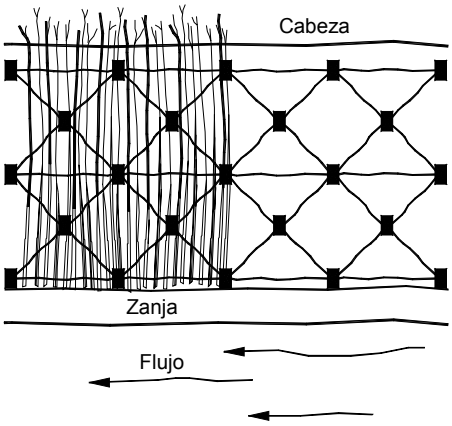
Para la mayoría de los casos las ramas deben tener 1.2 a 2.5 metros de longitud y un diámetro entre 20 y 50 milímetros. Para las fajinas los manojos deben tener de 2 a 10 metros de longitud y diámetros de 150 a 300 milímetros.



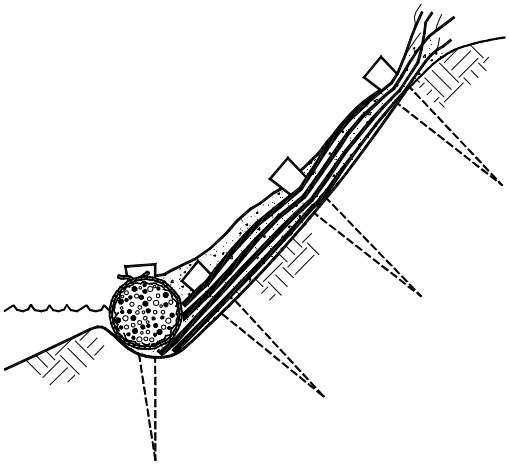
Paso 1: Conformar superficie



Paso 2: Colocar ramas semiverticalmente



Paso 3: Colocar estacas y asegurar con alambre



Paso 4: Proteger el pie del colchón

FIGURA 9.27 Colchones de ramas (McCullah, 2001).

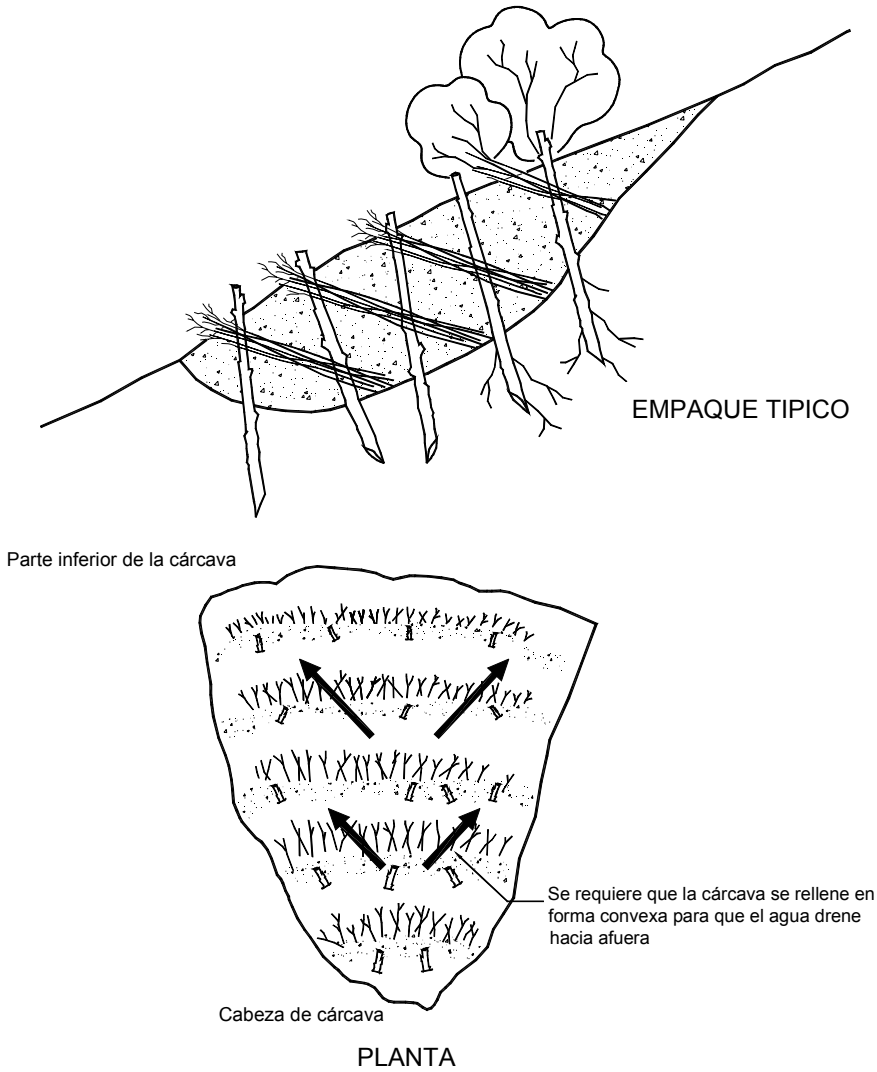


FIGURA 9.28 Relleno de cárcavas utilizando vegetación (McCullah, 2001).

d. Preparación de las ramas

Se recomienda presumergir en agua las ramas por un mínimo de 24 horas antes de colocarlas. En el caso de fajinas, estas deben empacarse en manojos apretados. Las ramas deben mantenerse en la sombra hasta el momento de la siembra.

e. Preparación de la superficie del terreno

La pendiente del talud debe ser lo suficientemente suave para impedir la erosión durante el periodo de germinación de las ramas. Generalmente se recomiendan taludes con pendientes inferiores a 2H : 1V. La superficie de la grada o zanja sobre la cual se van a colocar las ramas de vegetación debe tener una pendiente hacia dentro para facilitar la infiltración de humedad y al mismo tiempo garantizar la estabilidad del sistema.

f. Colocación de las ramas

Las ramas deben colocarse inmediatamente después de que se realicen las excavaciones para impedir la desecación del terreno. Coloque las ramas en espesores de aproximadamente 100 mm. en una configuración entrecruzada en tal forma que las ramas se translapen las unas con las otras. Las puntas de las ramas deben sobresalir entre 150 y 300 mm de la superficie del terreno. Cubra las capas de vegetación con aproximadamente 150 mm de suelo orgánico de relleno o suelo fertilizado. Compacte el suelo utilizando un pisón manual liviano.

FOTOGRAFÍA 9.1 Siembra de pastos utilizando guadua y malla metálica (obra en construcción).

FOTOGRAFÍA 9.2 Vegetación establecida utilizando pasto brachiaria.

En el caso de fajinas la profundidad de la zanja debe ser aproximadamente la mitad del diámetro de la fajina.. Inmediatamente sature el suelo utilizando un sistema de riego. No debe permitirse el paso de equipos de movimiento de tierras sobre los enramados.

Si se especifica la colocación de estacas estas deben colocarse por debajo de las capas de ramas o fajinas. Las estacas deben tener mínimo 20 milímetros de diámetro.

g. Colocación de las capas de suelo

Coloque las capas de suelo de relleno en espesores de 200 milímetros y compáctelas con equipo mecánico liviano. Coloque la nueva capa de ramas a la altura especificada en el diseño y repita el procedimiento.

h. Protección de la superficie

Coloque sobre la superficie del terreno semillas y "mulching", en tal forma que se genere una capa protectora de la superficie del talud. Para taludes de alta pendiente se debe colocar un manto sintético u orgánico anclado al terreno.

i. Inspección y mantenimiento

Las obras de bioingeniería requieren de una inspección y mantenimiento muy estrictos, especialmente durante el primer año. Si se llegare a presentar un problema de erosión, este debe corregirse inmediatamente.

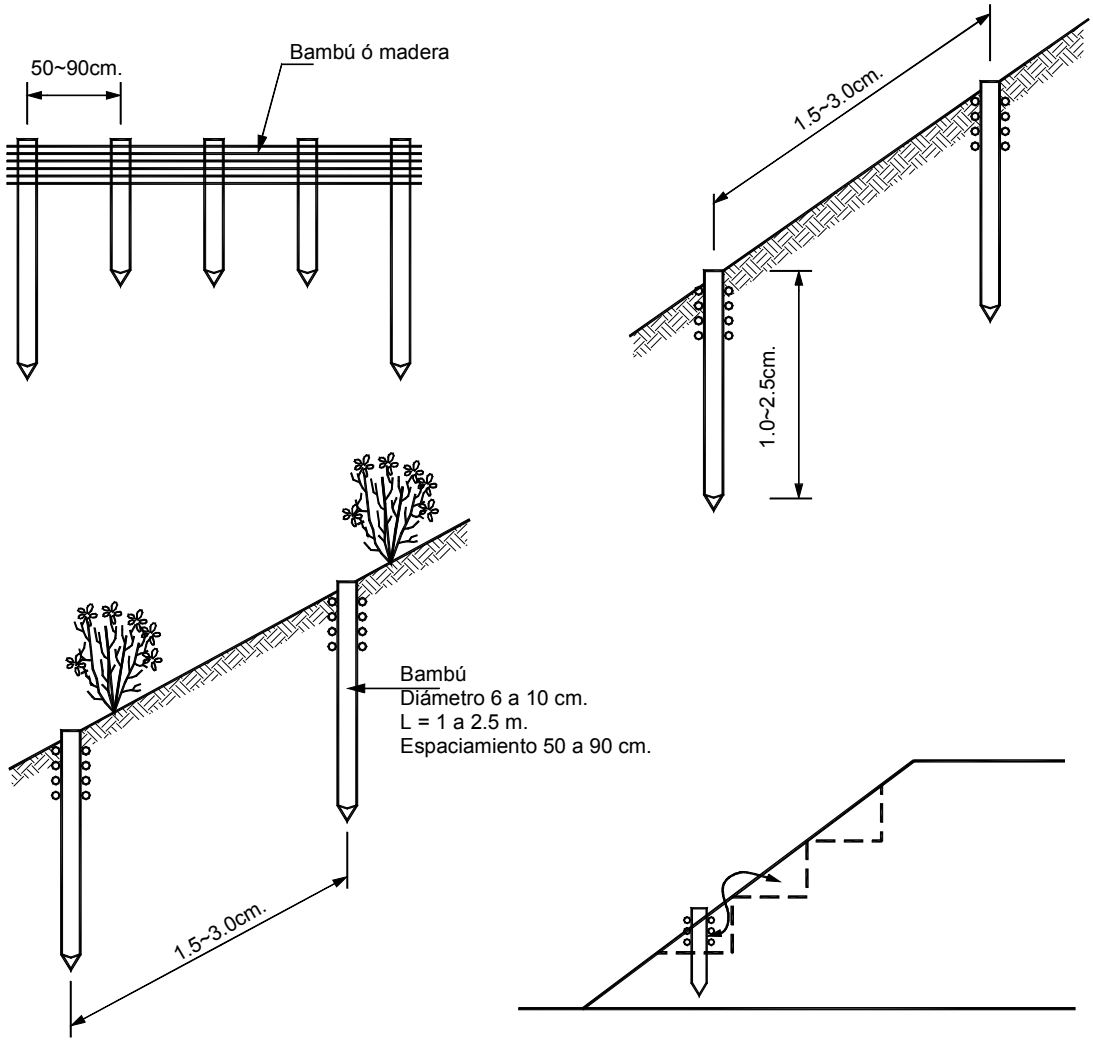


FIGURA 9.29 Sistema de barreras de bambú o estacas vivas.

9.3 PROTECCIÓN DE LA VEGETACIÓN

9.3.1 COLOCACIÓN DE CAPAS GERMINADORAS (MULCHING)

Las capas germinadoras o "Mulching" consisten generalmente en materiales orgánicos o inorgánicos como paja o residuos agroindustriales, hojas, aserrín de madera etc., los cuales se esparcen sobre la superficie del terreno con el objeto de proteger las semillas y ayudar en su germinación. Esta capa protege contra el golpeo de las gotas de lluvia, retarda la escorrentía, atrapa sedimentos, absorbe humedad y mantiene un microclima que ayuda a la germinación y desarrollo primario de la vegetación. Los productos orgánicos al descomponerse pueden servir de alimento para las plantas, sin embargo una gran cantidad de materiales que se utilizan como capas germinadoras son sintéticos y no biodegradables. La escogencia del material depende principalmente de la disponibilidad de productos en la zona del trabajo de revegetalización y el costo de los productos. El caso más común es la utilización del subproducto de una explotación agrícola, como el arroz, la caña de azúcar, la palma de aceite, el maíz, el trigo etc.

El espesor de la capa depende del tipo de producto, la intensidad de las lluvias y la pendiente del terreno. Generalmente las ratas de aplicación varían de 1.5 a 2.0 ton. de Mulching por hectárea. Para que un Mulching orgánico sea efectivo es importante que éste sea elaborado con fibras largas, longitudes no inferiores a 10 centímetros, debido a que el entrelace entre las fibras protege contra la erosión del Mulching. Los Mulching sueltos deben ser anclados al suelo. En ocasiones sobre el producto se coloca un geotextil o un biomanto anclado con estacas, con el objeto de darle estabilidad al sistema mientras crece la vegetación.

9.3.2 REFUERZO Y PROTECCIÓN CON TELAS ORGÁNICAS O SINTÉTICAS

Debido a que las semillas y plantas requieren de dos a seis semanas para germinación, durante este periodo las semillas deben ser protegidas de ser arrastradas por el agua o retiradas por las aves. Con el objetivo de impedirlo se pueden utilizar mantas

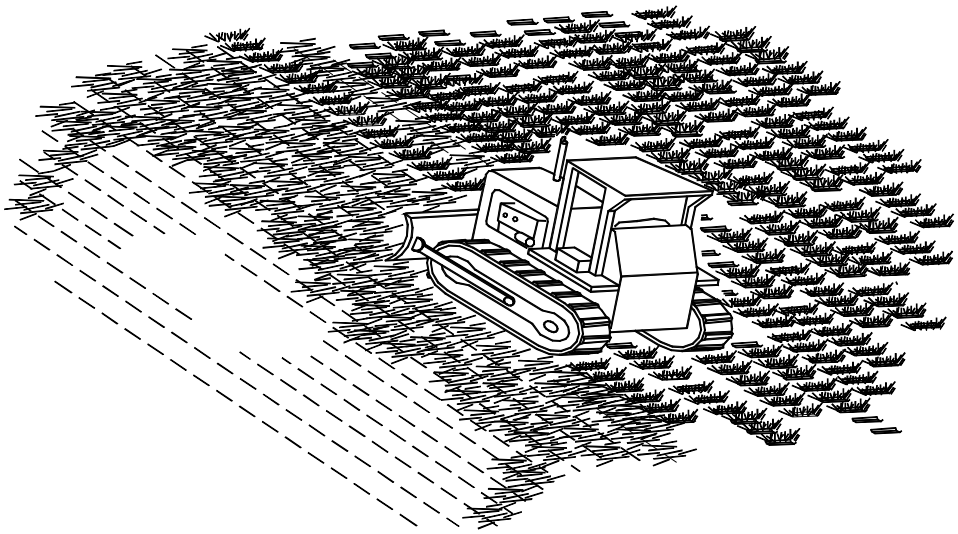


FIGURA 9.30 Sistema de anclaje de Mulching.

protectoras, orgánicas o sintéticas, las cuales actúan como Mulching o sirven para sostener la capa de Mulching.

Una cobertura densa de hierbas y pastos representa una de las mejores defensas contra la erosión del suelo, sin embargo, en ocasiones no es suficiente para soportar la turbulencia y velocidad del agua y se requiere construir un sistema de refuerzo que le ayude a la vegetación a sostenerse y a resistir el ataque de las fuerzas erosivas.

Como refuerzo se puede utilizar un producto industrial hecho con fibras orgánicas y/o sintéticas. En el capítulo 6 se explican las características de estos productos industriales.

Los mantos orgánicos son productos de madera, paja, fique, yute, fibra de coco o filamentos vegetales tejidos o agregados utilizando máquinas, los cuales conforman una tela relativamente gruesa de fibra vegetal. Estos mantos se colocan generalmente sobre las semillas para protegerlas y ayudar a su germinación, manteniendo una humedad natural, propicia para el desarrollo de las especies vegetales. Estas mantas retienen la humedad, controlan los cambios de temperatura, protegen contra el quemado por el sol y contra la erosión de la lluvia o la escorrentía. Estos materiales se desintegran después de que las plantas se han establecido plenamente.

Estos mantos se anclan por medio de estacas metálicas o de madera (Figura 9.31). En ocasiones las fibras vegetales se refuerzan con fibras sintéticas

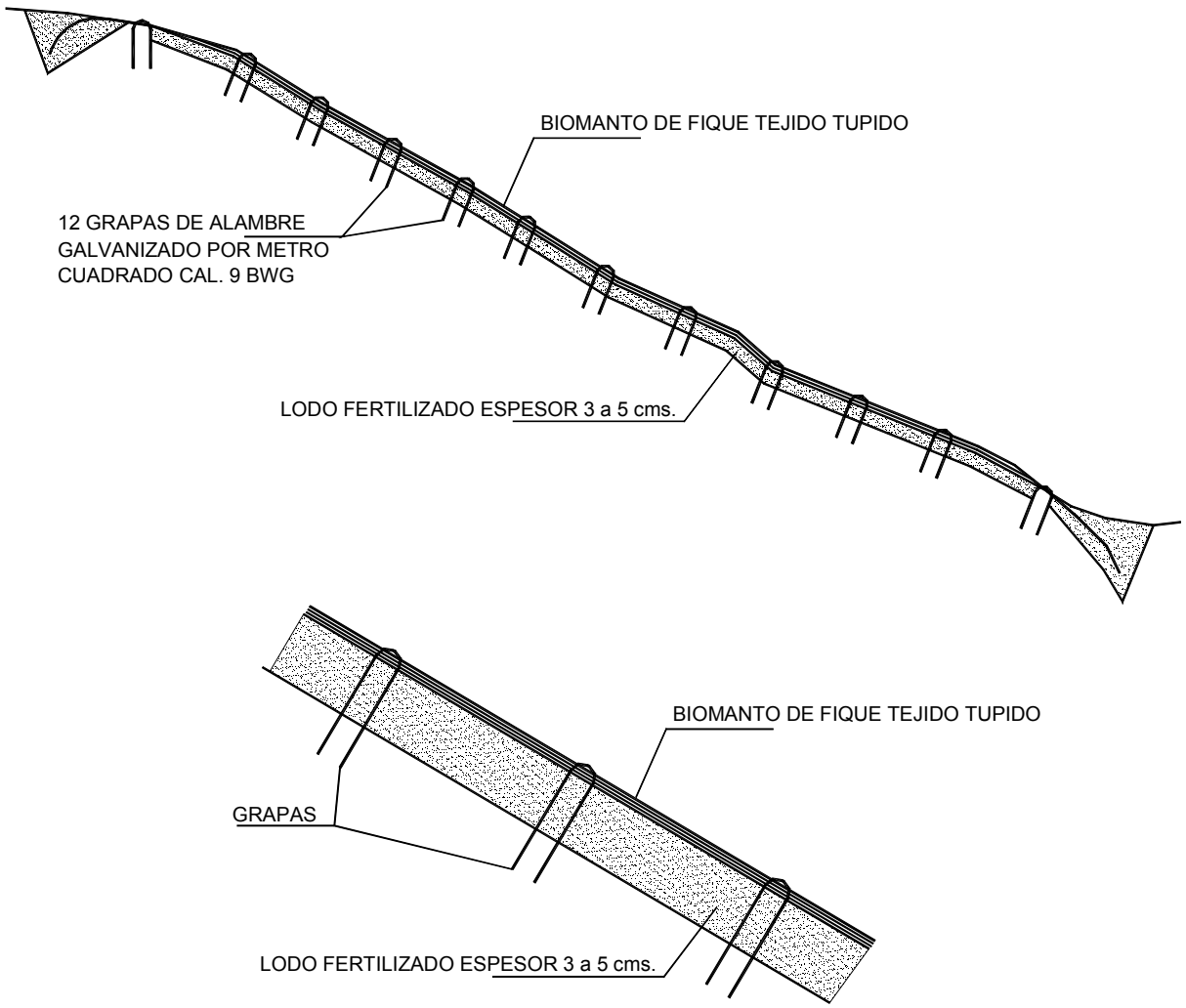


FIGURA 9.31 Siembra con Biomanto de fique.

para darles una mayor resistencia. Existe en el mercado una gran cantidad de productos que cumplen con este objetivos y a nivel local pueden producirse algunas fibras que se utilizan con el mismo propósito. Los biomantos protegen contra el impacto de las gotas de lluvia absorben la humedad y retienen los nutrientes que comúnmente se colocan debajo de los biomantos junto con las semillas.

Procedimiento para la instalación de telas de protección

Para la instalación de los mantos generalmente se deben seguir las recomendaciones de los productores de los materiales. Se sugiere como mínimo seguir las siguientes etapas:

- Antes de la instalación, el talud se conforma para evitar los cambios topográficos bruscos, huecos, salientes, etc.
- Prepare la superficie soltando los 50 a 75 mm superiores de suelo para facilitar el acomodo de las semillas dentro del suelo.
- Se colocan las semillas y materiales de nutrientes.
- Inicie por la parte superior del talud anclando la tela mínimo 0.2 metros.
- Desenrolle la tela hacia abajo del talud.
- Los bordes de las telas deben traslaparse 150 mm, colocando ganchos cada metro.
- Asegure que la tela mantenga directo contacto con el suelo. Asegure la tela con ganchos metálicos con diámetro mínimo calibre 11 o con varillas de mínimo 3/16", la longitud de los ganchos debe ser entre 0.2 y 0.5 metros. En taludes de alta pendiente se requieren mínimo 2 ganchos/m^2 y en taludes suaves 1 gancho /m^2.

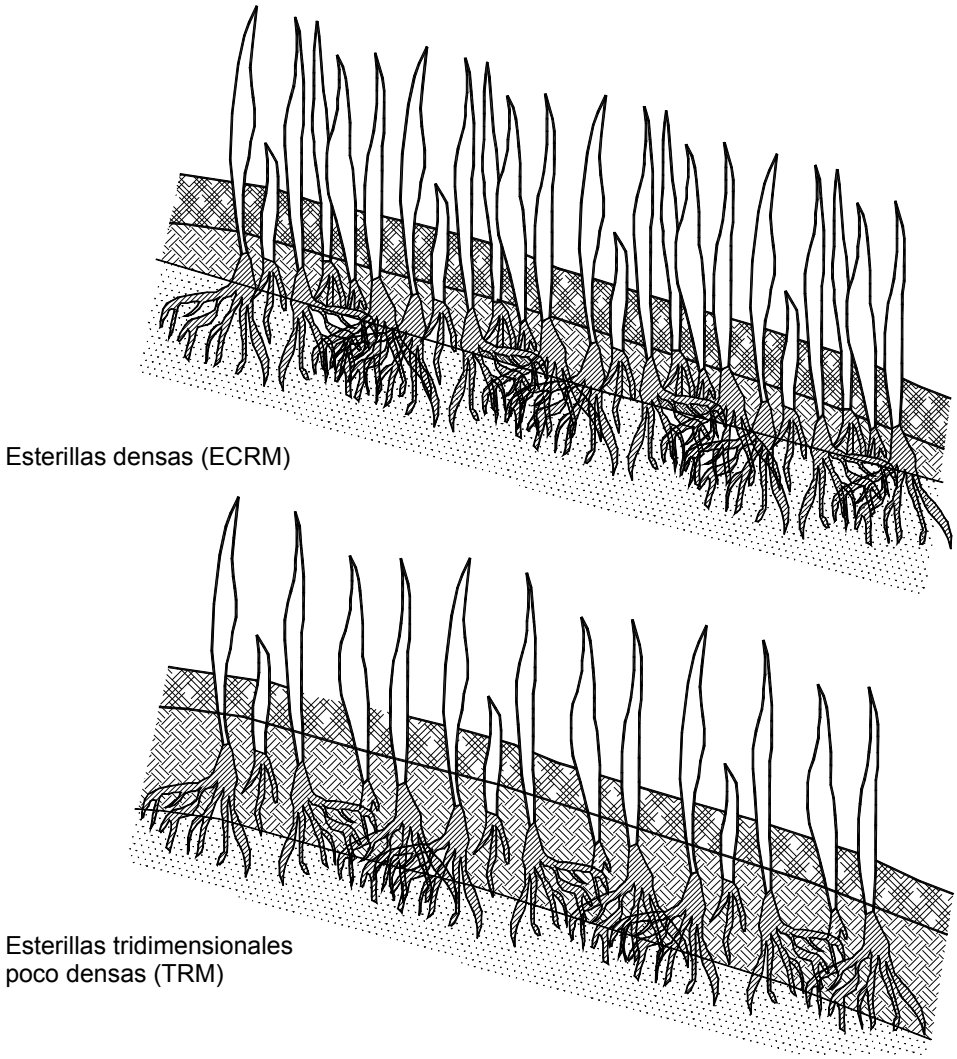


Figura 9.32 Esquema de vegetalización con esterillas sintéticas.

9.3.3 ESTERILLAS TRIDIMENSIONALES (TRMS)

Las esterillas tridimensionales se utilizan para establecer la vegetación en áreas con flujo de agua como las riberas de los canales. Las mantas tridimensionales están elaboradas con nylon, polietileno, polipropileno o PVC estabilizados contra los rayos UV. Estas esterillas tienen una gran cantidad de vacíos que permiten el establecimiento de vegetación dentro de ellas (Figura 9.32). Generalmente después de uniformizada la superficie se ancla la esterilla (Figura 9.33), se colocan las semillas dentro de ella y se termina colocando un suelo con nutrientes.

9.3.4 FIBRAS CON EMULSIÓN ASFÁLTICA

Otro sistema de protección de las semillas es la colocación utilizando medios neumáticos de fibras sintéticas, aseguradas en sitio por asfalto emulsificado. Para su colocación se requiere de un compresor de aire y una manguera. Esta técnica se le conoce con el nombre de «Roving». Las fibras más utilizadas son la fibra de vidrio o el polipropileno. Esta tecnología tiene como ventaja la flexibilidad de aplicación permitiendo cualquier espesor o ancho del material de protección, de acuerdo a las necesidades. Se pueden colocar primero las fibras con la semilla y luego la emulsión asfáltica o las fibras mezcladas con la

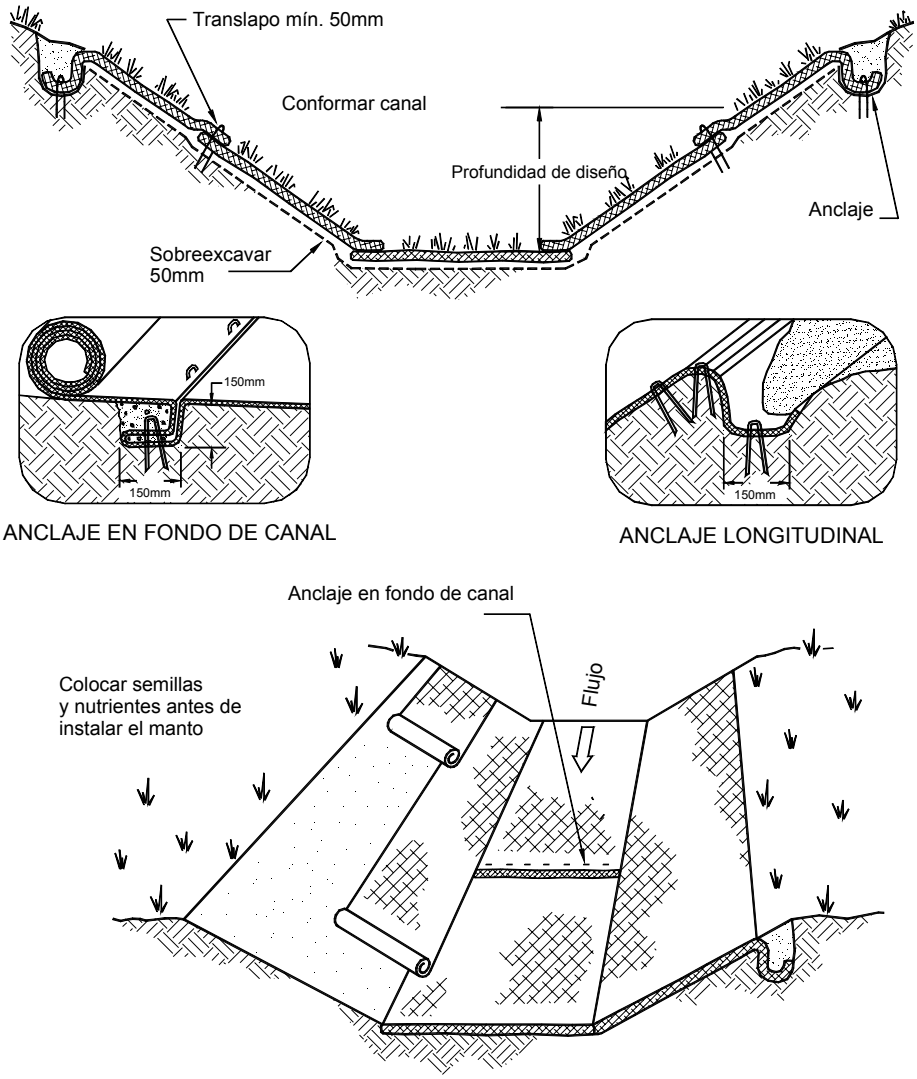


Figura 9.33 Revegetalización de canales utilizando mantos sintéticos u orgánicos (McCullah, 2001).

emulsión asfáltica. La presencia inicial es la de un talud de color negro pero posteriormente va cambiando de coloración, con la vegetación.

La cantidad de emulsión asfáltica utilizada varía entre 0.30 y 0.40 galones de emulsión por metro cuadrado.

9.3.5 REFUERZO CON ENMALLADO METÁLICO

Para sostener el mulching y como elemento protector temporal contra la erosión, se pueden colocar mallas de alambre galvanizado, las cuales actúan en forma similar a las mallas sintéticas poseen una resistencia alta a la tensión y una durabilidad la cual depende especialmente del pH del suelo (Figura 9.34). En suelos ácidos (pH<5), estas mallas pueden durar muy pocos meses pero en suelos de acidez normal pueden durar varios años. Este sistema de mallas metálicas se le utiliza conjuntamente con hileras de bambú.

9.3.6 USO DE SISTEMAS SINTÉTICOS DE CONFINAMIENTO DEL SUELO

Los sistemas de confinamiento del suelo consisten generalmente de una serie de celdas tipo panal que forman una manta que al extenderse abre las celdas.

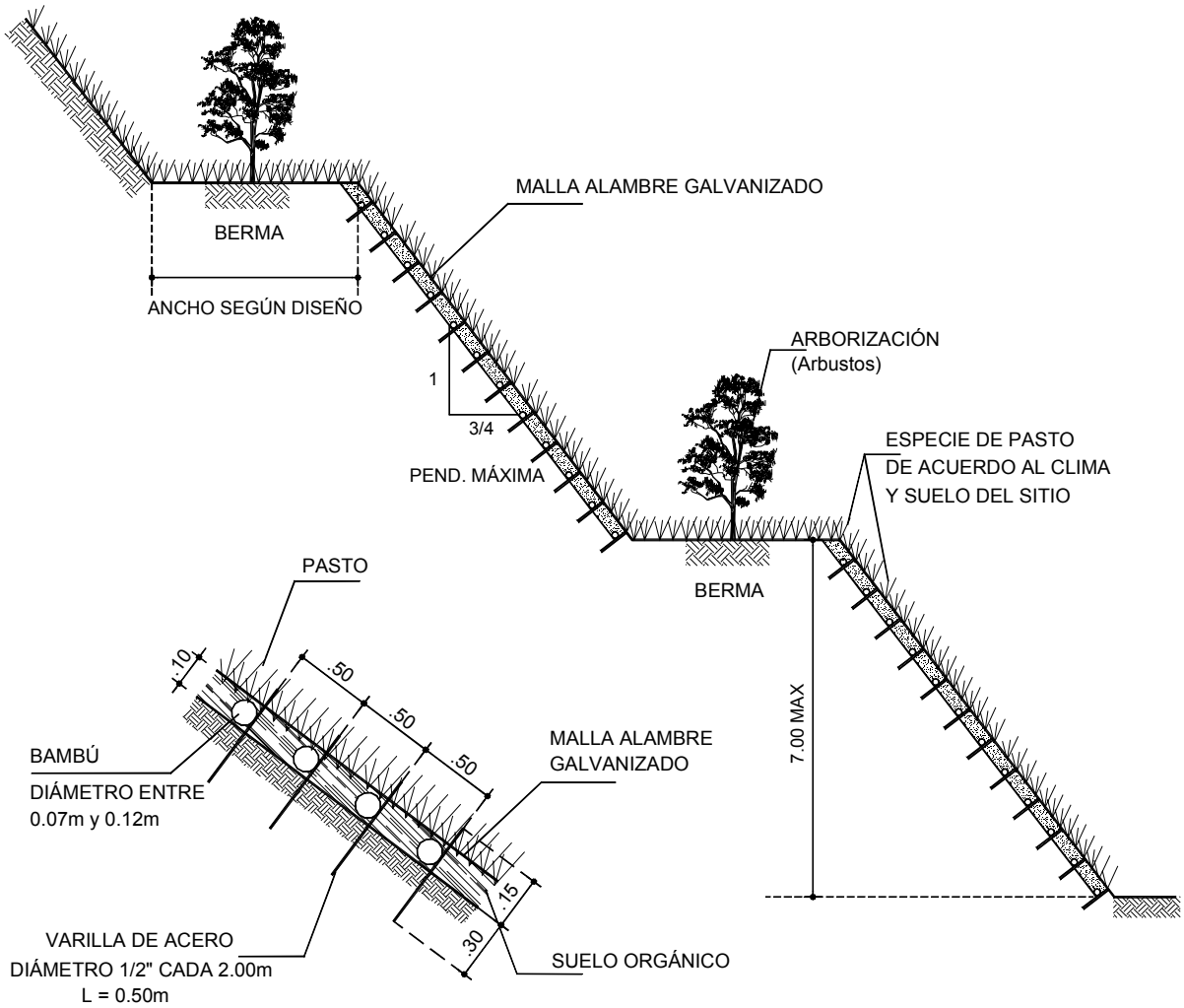


FIGURA 9.34 Siembra utilizando malla metálica.

Las láminas de este material se anclan al suelo y se llenan con materiales orgánicos, creando una superficie parecida a la de un pavimento de celdas rellenas de suelo orgánico. Estos productos son generalmente manufacturados con polietileno de alta densidad o poliéster no tejido. La instalación de estos sistemas es simple, como se indica en la figura 9.35. Los elementos celulares pueden también construirse utilizando madera o elementos de concreto.

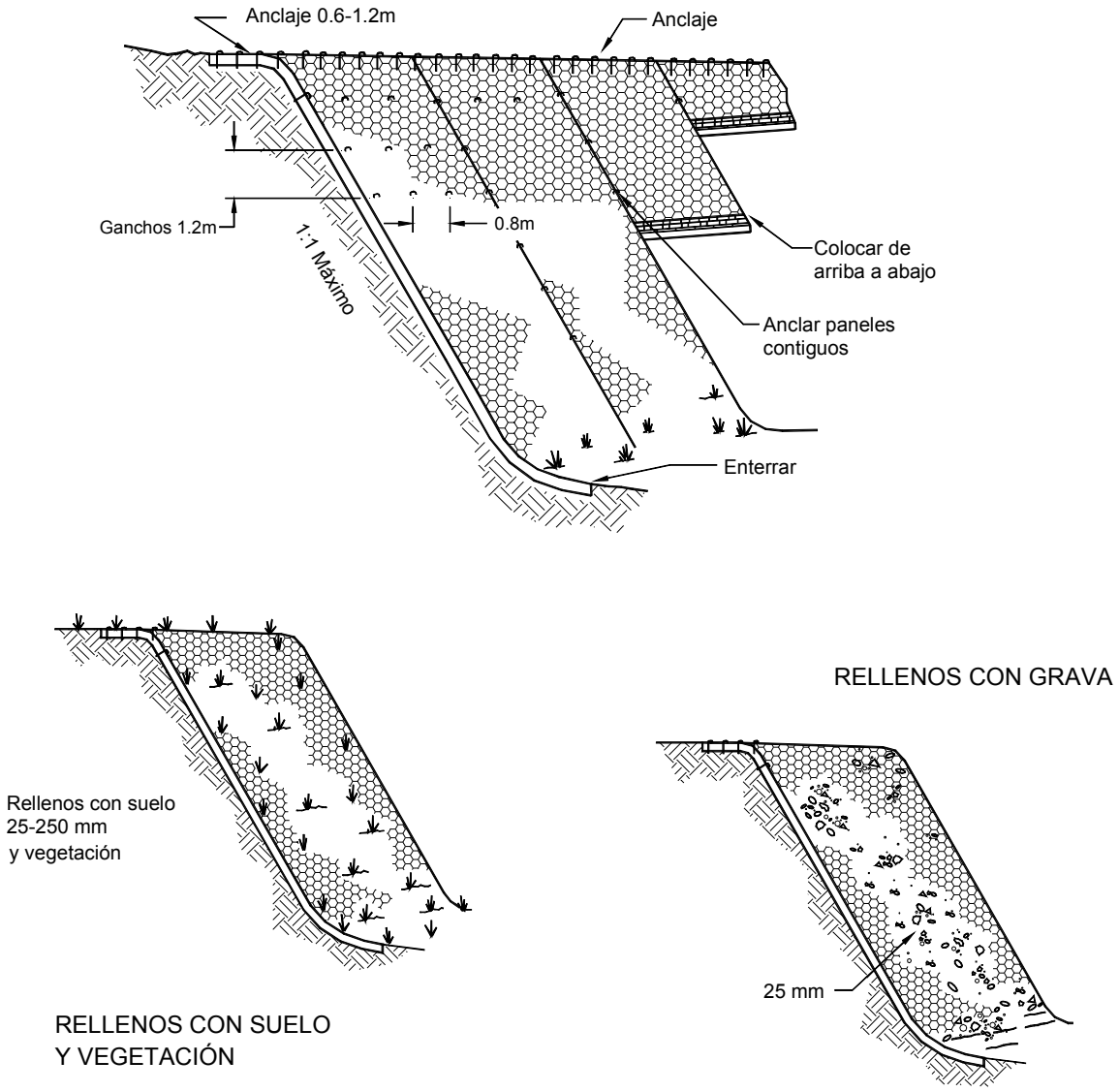


FIGURA 9.35 Revegetalización con paneles celulares sintéticos.

9.4 VEGETALIZACIÓN DE ESTRUCTURAS

9.4.1 RIP RAP VEGETALIZADO

El sistema consiste en la colocación de estacas vivas dentro del enrocado (Figura 9.36). Las estacas pueden colocarse a medida que se va construyendo el enrocado o eventualmente podrían colocarse después de determinada la colocación del rip-rap. Este ultimo procedimiento es muy complicado y en ocasiones imposible de realizar debido a que generalmente no quedan espacios suficientes entre los bloques de roca para la colocación de las estacas.

Las estacas vivas una vez forman raíces y follaje actúan como anclaje del enrocado y contribuyen ambientalmente a lograr un paisaje más agradable y al mismo tiempo más resistente a la erosión.

Generalmente se utilizan estacas vivas de 1.0 a 1 ½" de diámetro y de largo suficiente para quedar enterradas debajo del enrocado. Comúnmente debajo del enrocado se coloca una capa de filtro o tela filtrante. Las estacas deben quedar enterradas por debajo del filtro.

Las estacas se colocan perpendiculares a la superficie del terreno a un espaciamiento aproximado de 1.0 metro.

9.4.2 MUROS CRIBA VEGETALIZADOS

El muro criba consiste de cajones elaborados con elementos prefabricados de concreto o de madera. El espacio dentro del cajón se rellena con suelo y ramas vivas. Las ramas vivas deben colocarse en tal forma que atraviesen totalmente el muro y puedan enraizar dentro del suelo por detrás del muro. Se utilizan generalmente ramas de ½" a 2" de diámetro.

Para la construcción de un muro criba vegetalizado se recomienda seguir los siguientes criterios (Gray y Sotir, 1996):

- Excave una zanja hasta encontrar suelo competente para la cimentación del muro criba, por debajo del nivel de socavación. Esta zanja debe tener un fondo con una ligera inclinación hacia adentro del talud de mínimo 6H:1V.
- Se coloca la primera hilera de prefabricados o troncos de madera a un espaciamiento de aproximadamente 1.5 a 2.0 metros. Coloque los prefabricados ortogonales, en tal forma que se haya formado un primer cajón.

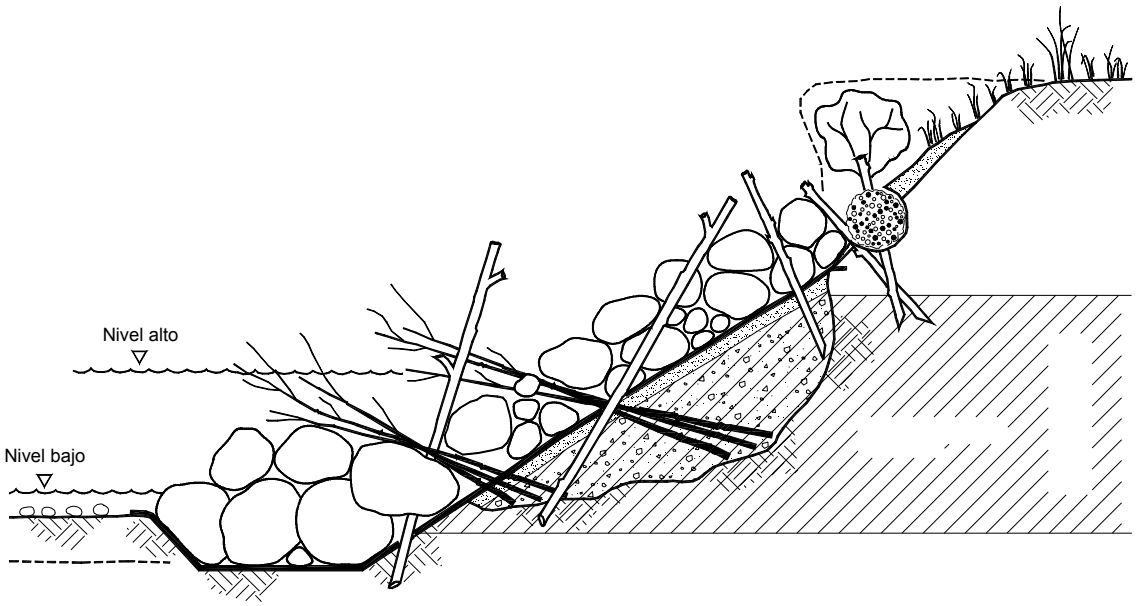


FIGURA 9.36 Esquema de rip rap vegetalizado (McCullah, 2001).

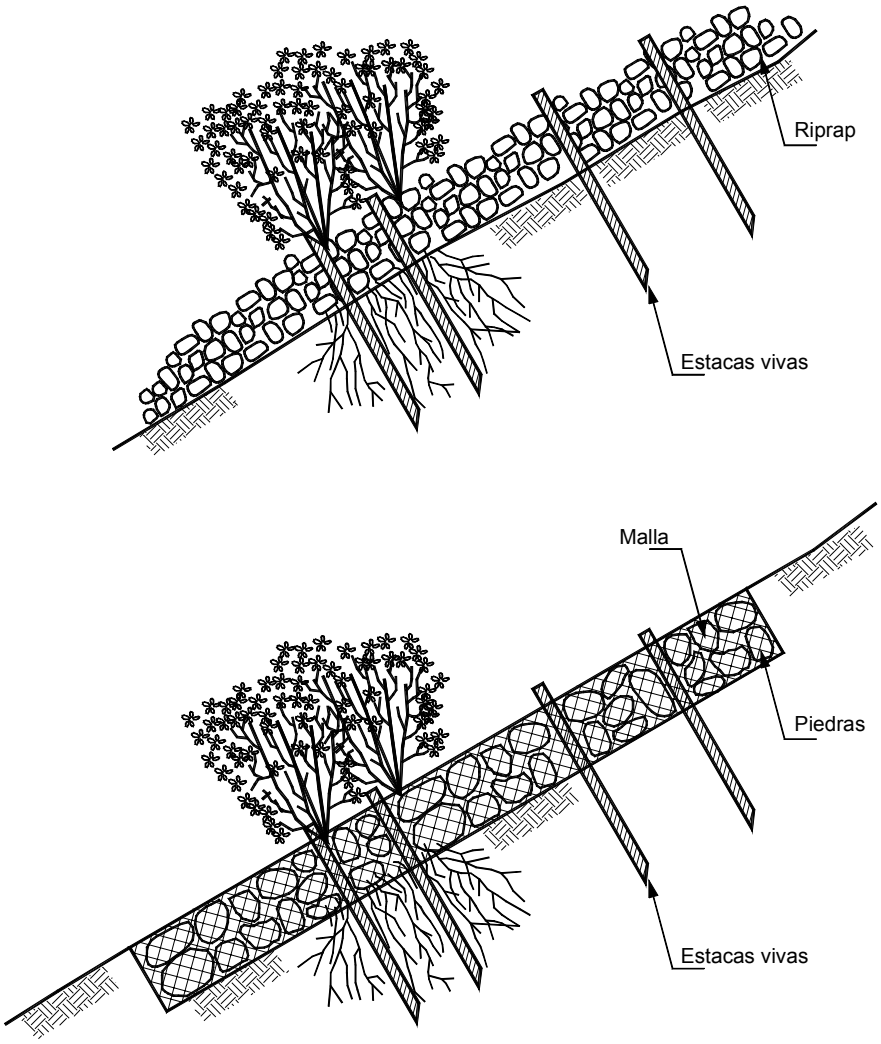


FIGURA 9.37 Revegetalización de colchones de rip rap o de gaviones.

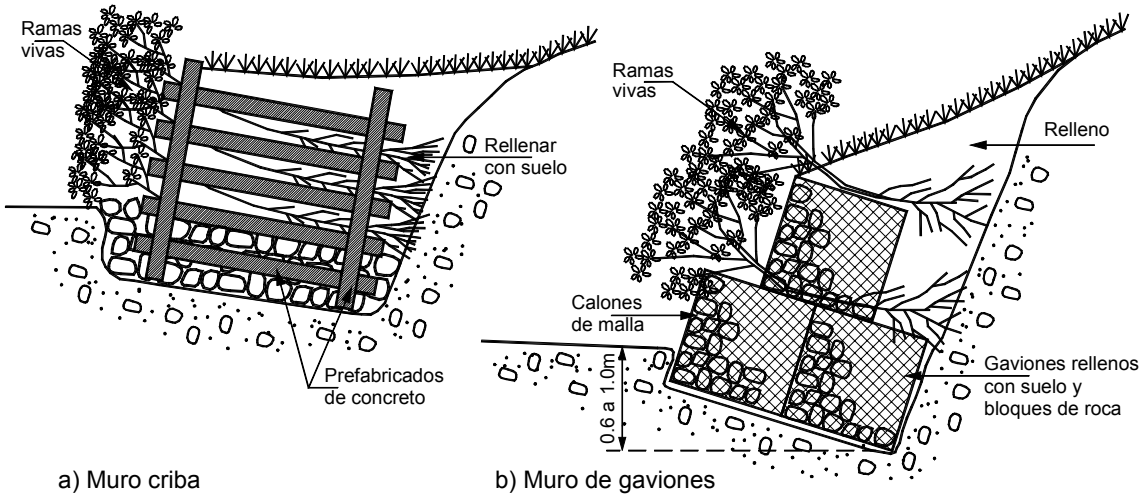


FIGURA 9.38 Revegetalización de estructuras tipo criba o gaviones utilizando ramas vivas.

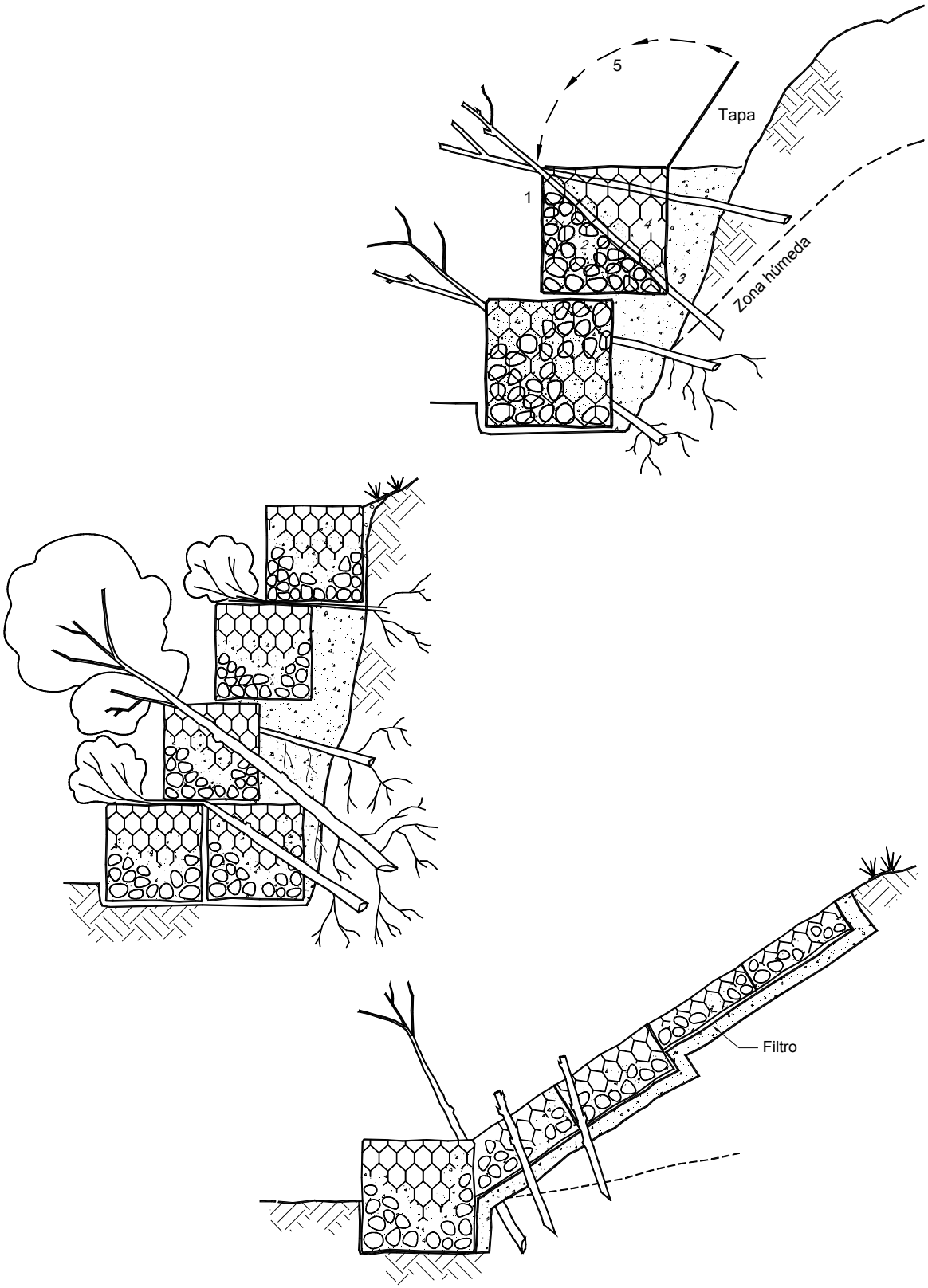


FIGURA 9.39 Gaviones vegetalizados con estacas vivas.

- Dentro de este cajón coloque ramas, en tal forma que sobresalgan hacia la superficie exterior del muro.
- Sobre la hilera de ramas rellene el espacio del cajón con suelo.
- Coloque una nueva hilera de prefabricados y repita el anterior procedimiento.

9.4.3 COLCHONETAS DE GAVIONES VEGETALIZADOS

Las colchonetas de gaviones consisten en cubiertas de poco espesor hechas con cajones y alambre galvanizado rellenas de cantos. Las colchonetas de gaviones vegetalizadas se construyen siguiendo los mismos lineamientos de las colchonetas no vegetalizadas con la diferencia de que antes de llenar las mallas con cantos, se entierran estacas vivas que atraviesan la altura de la colchoneta y se entierran mínimo 60 centímetros por debajo de esta o de la capa de filtro. Una vez colocadas las estacas se rellenan las colchonetas de gaviones.

Las estacas vivas después de enraizar actúan como anclaje de la colchoneta.

Se utilizan generalmente rocas de 1" a 2.5" de diámetro y longitud suficiente para quedar enterradas y sobresalir por encima de la colchoneta. El espaciamiento entre estacas vivas depende de las necesidades del diseño y de la cubierta vegetal que se desee.

9.4.4 MUROS EN GAVIONES VEGETALIZADOS

Los gaviones son cajas rectangulares de malla de alambre rellenas de cantos o bloques de roca. La vegetalización de los muros de gaviones consisten en la colocación de ramas largas entre niveles de muro, en tal forma que éstas puedan enraizar en el suelo detrás del muro y sobresalgan de la superficie exterior del muro.

Para facilitar el crecimiento de vegetación los gaviones deben rellenarse con cantos y suelo.

El procedimiento de construcción es el siguiente:

- Se construye el primer nivel de gaviones rellenando las mallas con tierra y suelo.
- Se cierran las mallas, se coloca una capa de suelo y sobre ellas una capa de ramas. Sobre las ramas se coloca nuevamente una capa de suelo.
- Se construye el segundo nivel de gaviones y se continúa con los niveles restantes, siguiendo el mismo procedimiento.

9.4.5 MUROS DE PIEDRA VEGETALIZADOS

El sistema de muros de piedra vegetalizados consiste en pantallas o muros construidos con piedra y suelo intercalando capas de ramas vivas (Figura 9.40). Este sistema se utiliza para muros que no tengan más de 1.5 metros de altura.

Para el diseño y construcción de los muros de piedra vegetalizados se recomienda utilizar los siguientes criterios:

- Construya una zanja bajando al nivel de suelo competente por debajo de la profundidad de socavación.
- Rellene la zanja con bloques grandes de roca, rellenando los vacíos entre los bloques con suelo.
- Una vez se sale a la superficie del terreno, se continúan colocando capas de roca con suelo.
- Sobre la capa de roca se coloca una capa de suelo de aproximadamente 15 centímetros y sobre ésta una capa de ramas vivas.
- Sobre las ramas se coloca nuevamente una capa de suelo y se continúa con la colocación de capas de roca con suelo.
- Se repite el procedimiento anterior entre capas de roca con suelo.

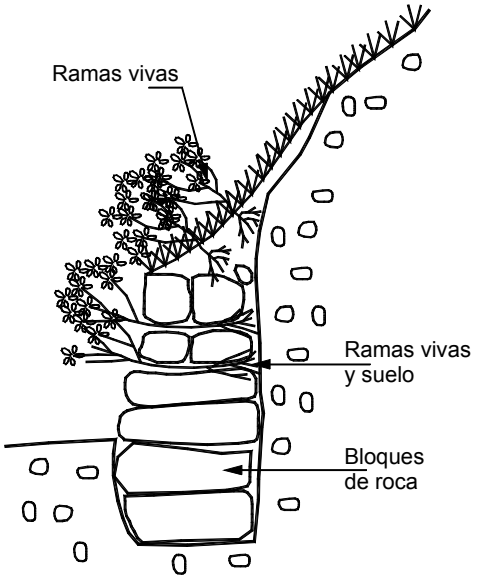


FIGURA 9.40 Revegetalización de muros de piedra.

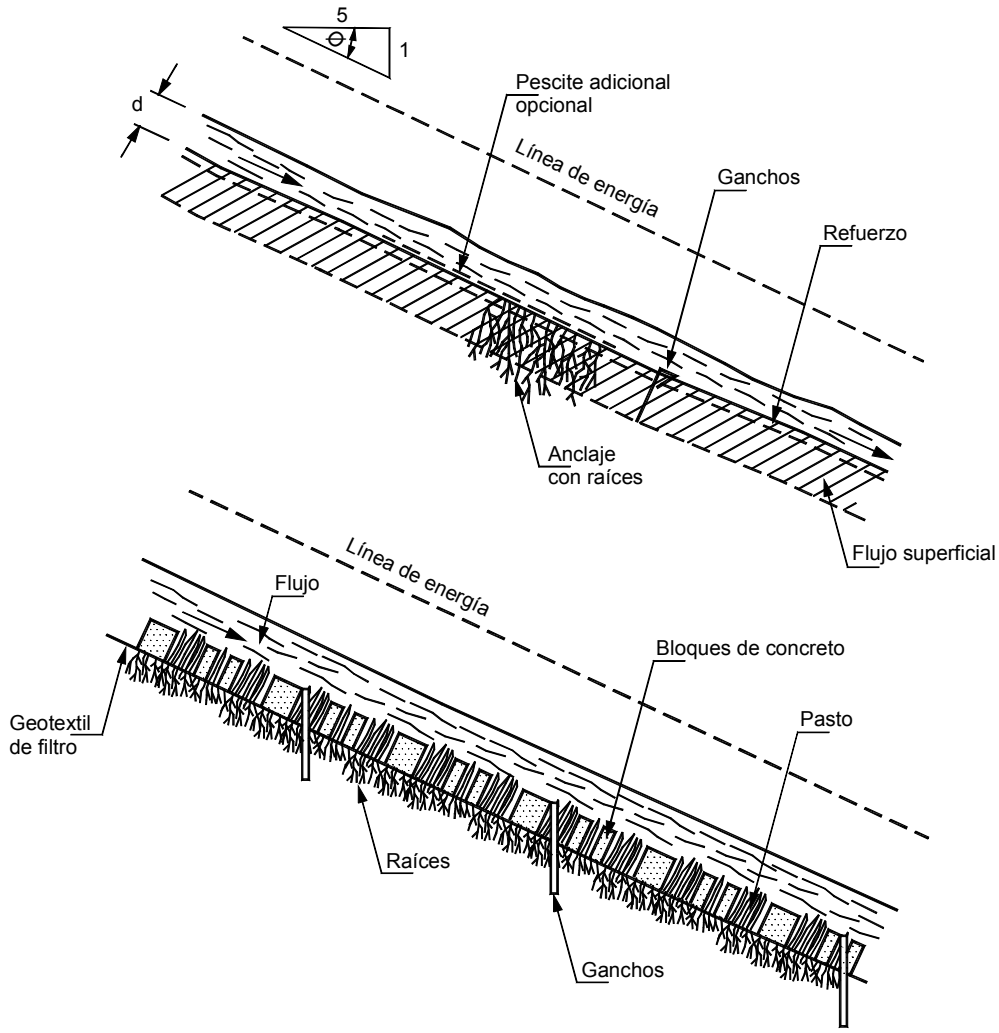


FIGURA 9.41 Esquema general de la protección contra flujos de agua a. Utilizando geomallas, b. Bloques de concreto.

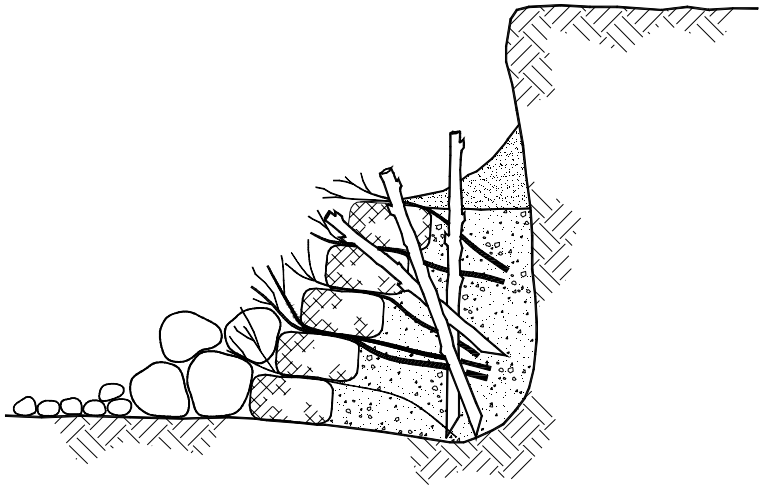


FIGURA 9.42 Sacos rellenos de suelo y vegetalizados (McCullah, 2001).

Sacos de tierra vegetalizados

El sistema consiste en la construcción de muros de pie de talud, utilizando bolsas de polipropileno rellenas de grava, arena o suelo (Figura 9.42). Entre saco y saco se colocan ramas vivas y para sostener las bolsas se pueden utilizar también estacas vivas. Su utilización está limitada a muros de poca altura.

9.5 VEGETALIZACIÓN DE LAS ORILLAS DE LOS RÍOS

Las riberas de los ríos son uno de los ecosistemas de mayor valor ecológico y paisajístico, y son de las áreas más degradadas, especialmente por su utilización para agricultura, aprovechando la presencia del agua, para vías de comunicación, debido a que son zonas de menor pendiente y para urbanización en los sectores urbanos, así como para la explotación de materiales, rectificación de los cauces, etc. Aunque existen legislaciones protectoras de los cauces de los ríos, su efecto real es muy bajo.

La vegetación en las riberas genera una resistencia importante a la erosión por acción de la corriente. Los cauces bordeados con abundante vegetación arbórea y arbustiva presentan generalmente menores problemas de erosión y la mayoría de los problemas de erosión ocurren en orillas con vegetación escasa. La vegetación puede ayudar a reducir la erosión en las orillas del cauce por dos efectos complementarios:

- Reducción de la velocidad de flujo adyacente a la superficie del suelo.
- Refuerzo o sostenimiento de las partículas en su sitio por acción de las raíces.

Criterios generales para la revegetalización de orillas

La extensión de la protección de la cobertura vegetal depende tanto de las características del flujo como de la vegetación. Por ejemplo, las hierbas densas de baja altura que tienen muchas ramas y hojas pueden ser de las especies más efectivas para el control de la erosión en orillas de ríos.

Para el correcto diseño de la protección vegetal de una orilla debe analizarse el efecto de la vegetación sobre las condiciones de flujo, resistencia de la vegetación al movimiento del agua, valores y distribución de velocidades, etc. La vegetación cambia las condiciones de flujo del agua, generando corrientes secundarias, las cuales son de gran importancia.

Los árboles y la maleza alta pueden reducir la velocidad promedio y los caudales dependiendo en su posición, distribución, dimensiones, arreglo de las ramas y otros factores.

Las raíces protegen el suelo de la erosión pero a su vez la presencia de los árboles puede aumentar la velocidad del flujo y la erosión junto a ellos.

Al plantar árboles debe tenerse cuidado de no producir demasiada sombra porque esto destruiría la vegetación debajo de ellos.

La mejor aproximación de reducción de luz es la del 50% y cuando se utilizan reducciones de luz superiores al 70% se causa grave daño a la vegetación.

La eficiencia del refuerzo de la orilla de un río con vegetación depende de la profundidad de las raíces. Debe tenerse en cuenta que los árboles no empiezan a trabajar en forma eficiente hasta cuatro o siete años después de sembrados.

9.5.1 SISTEMAS DE VEGETALIZACIÓN DE ORILLAS

Cordones de vegetación

Es una práctica muy común la colocación de cordones de vegetación a lo largo de la orilla junto a la corriente, generalmente, estos cordones tienen un ancho de mínimo 10 metros.

Dentro de esta zona deben tenerse en cuenta tres o cuatro subzonas con diferentes condiciones y donde la vegetación cumple funciones diferentes:

1. **Zona más baja.** Esta zona entre el fondo del cauce y el nivel medio de aguas bajas generalmente no se revegetaliza, debido a que el talud en esta zona permanece sumergido. En ocasiones crecen plantas en forma espontánea que generan cierto grado de protección a la erosión y a la vez contribuyen a controlar la fuerza de las olas; Sin embargo, teniendo en cuenta la dificultad de garantizar la vegetación en esta zona, se recomienda proteger estas áreas bajas con elementos no vegetales como piedra, gaviones, etc.

2. **Zona entre el nivel medio de aguas bajas y el nivel medio de aguas anuales.** Esta zona se revegetaliza con plantas de margen acuático, como cañas, bambú y juncos de agua. Estas plantas tienen como función principal reducir la velocidad del agua en la orilla y generar un refuerzo de raíces que impidan la erosión. Estos cordones de juncos y bambú con solo dos metros de ancho pueden disipar los 2/3 de la energía de las olas de las embarcaciones. Para ayudarle a la vegetación se recomienda entremezclar la solución viva con soluciones muertas, por ejemplo enrocado con bambú o gaviones con juncos. En esta forma se pueden resistir velocidades de más de un metro por segundo con relativa eficiencia.
3. **Zona entre el nivel medio anual de agua y el nivel de aguas máximas**, se pueden utilizar refuerzos con pastos, hierbas, bambú, juncos y árboles.
4. **Finalmente la zona por encima del nivel de aguas máximas** requiere protección con árboles para mejorar la estabilidad de los taludes y con hierbas y pastos para el control de la erosión superficial en surcos y cárcavas.

Estacas vivas de arbustos nativos

La utilización de estacas vivas de árboles y arbustos nativos propios de las orilla de un río o corriente ha sido utilizado con éxito, especialmente en ríos de cuencas pequeñas o medianas. (Kinney y Gulso, 1998). Generalmente se utilizan tres hileras de estacas con troncos de arbustos y árboles de mínimo de pulgadas de diámetro superior y longitudes aproximadas de tres metros. Estos troncos se entierran en la orilla más de un metro a espaciamientos entre 1.0 y 1.5 metros.

La profundidad de las estacas debe estar por debajo de la profundidad esperada de socavación de la corriente. La primera hilera debe sembrarse bien dentro del agua. Esta hilera no va a sobrevivir pero ayuda a proteger a las hileras restantes de los ataques del agua. Debe tenerse en cuenta que estas estacas necesitan luz del sol para germinar y no deben colocarse en zonas totalmente cubiertas por sombra. Adicionalmente debe observarse que este sistema es más efectivo en suelos arenosos donde la presencia de oxigeno facilita el establecimiento de las estacas. Los suelos arcillosos no permiten el crecimiento de especies por estaca profunda.

Barreras longitudinales de ramas vivas

Este sistema intenta generar una barrera longitudinalmente a la corriente entre los niveles de aguas mínimas y máximas para alejar las corrientes de la orilla y si es posible producir sedimentación. Generalmente se construye una zanja longitudinal de profundidad de más de 50 centímetros en forma de V y en ella se colocan las ramas vivas protegidas por bloques de roca o cilindros de productos vegetales como fajinas, o rollos de fibra de coco o paja.

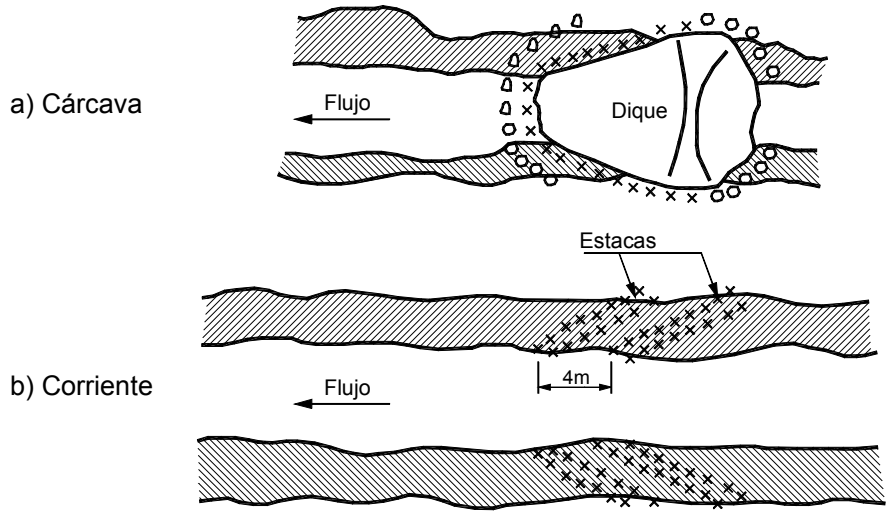


FIGURA 9.43 Localización de estacas vivas en el fondo de cárcava y riberas de corriente.

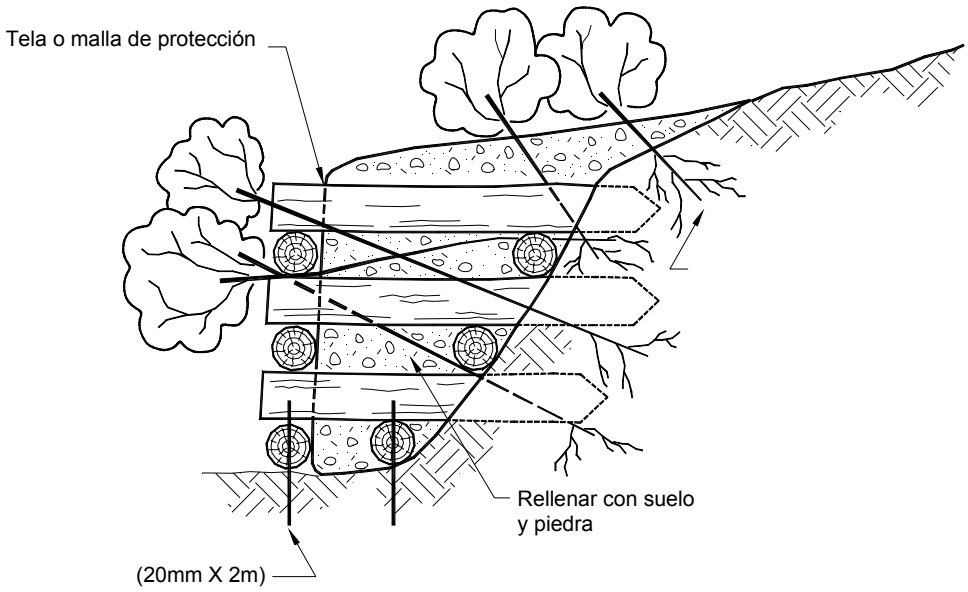


FIGURA 9.44 Criba de tronco, suelo y ramas (McCullah, 2001).

Trinchos vivos

Los trinchos son barreras o vertederos construidos generalmente con materiales vegetales con el objetivo primario de reducir la erosión en una corriente no permanente. Estas barreras restringen el paso del flujo, reduciendo su velocidad y de esta forma su capacidad de erosión. La magnitud de la restricción al flujo es un factor muy importante en el diseño de barreras. Estos trinchos pueden ser construidos totalmente con materiales vegetales o utilizando materiales vivos e inertes.

Los trinchos retardan el flujo, reducen la erosión y ayuda a la revegetalización del fondo de la corriente. Una vez la vegetación densa es establecida dentro de la corriente esta ejerce una fuerza hidráulica adicional, reduciendo aún más las velocidades. Es importante que las especies vegetales que se escojan tengan una raíz profunda, en tal forma que se ancle de manera eficiente al suelo. No es conveniente que el follaje sea demasiado denso para que la restricción a flujo de agua no sea demasiado. Sin embargo, no existen formas matemáticas para este diseño.

Diques contra inundación

En los diques contra inundaciones se recomienda la protección utilizando vegetación en forma similar a como se realiza en Europa (Keller y Brookes, 1983). En este caso se utiliza una mezcla de plantas, algunas de ellas de ambiente acuático, árboles y arbustos y ocasionalmente se construyen protecciones laterales artificiales en los sitios de mayor criticidad a la erosión

Revestimiento de canales con vegetación

La vegetación puede utilizarse como un recubrimiento protector entre el flujo de agua y la superficie de canales de flujo no permanente bajo los mismos principios de la protección contra la erosión taludes. La vegetación en la protección de canales contra la erosión no requiere una densidad de follaje demasiado grande porque esta dificulta la función del drenaje. Deben seleccionarse especies de poca altura y de tallos no muy rígidos en tal forma que se pueda mantener un flujo expedito de agua en el canal. Las especies escogidas deben tener capacidad de resistir

sumergencia durante periodos relativamente largos y tener la habilidad de regenerarse después de los periodos de inundación. Hewlett y otros (1987) demostraron que un pasto bien establecido en la mayoría de los casos puede resistir una velocidad de 2 metros /segundo durante diez horas. Cuando la velocidad se aumenta a 3 o 4 m/seg., se empiezan a presentar fallas o perdida de la cobertura vegetal y finalmente si la velocidad alcanza valores de 5 m/seg., la cobertura vegetal no resiste más de dos horas.

La velocidad límite para diseño es de aproximadamente 1.0 m/seg., como norma general, sin embargo, se recomienda utilizar la tabla 9.5 de velocidades permisible para canales revestidos con vegetación (Gregory y Mc Carty, 1986).

TABLA 9.5 Velocidades máximas permisibles en canales revestidos con vegetación.

Erosionabilidad de los suelos	% de cobertura vegetal de la superficie	Pendiente del canal		
		0 a 5 %	5 a 10%	> 10%
		Velocidades permisibles (m/seg)		
Suelos fácilmente erosionables, arenas y limos	Muy buena 100%	1.8	1.5	1.2
	Buena 88%	1.5	1.2	0.9
	Regular 29%	0.8	No recomendable	No recomendable
Suelos resistentes a la erosión	Muy buena 100%	2.4	2.1	1.8
	Buena 88%	2.1	1.8	1.5
	Regular 29%	1.1	No recomendable	No recomendable

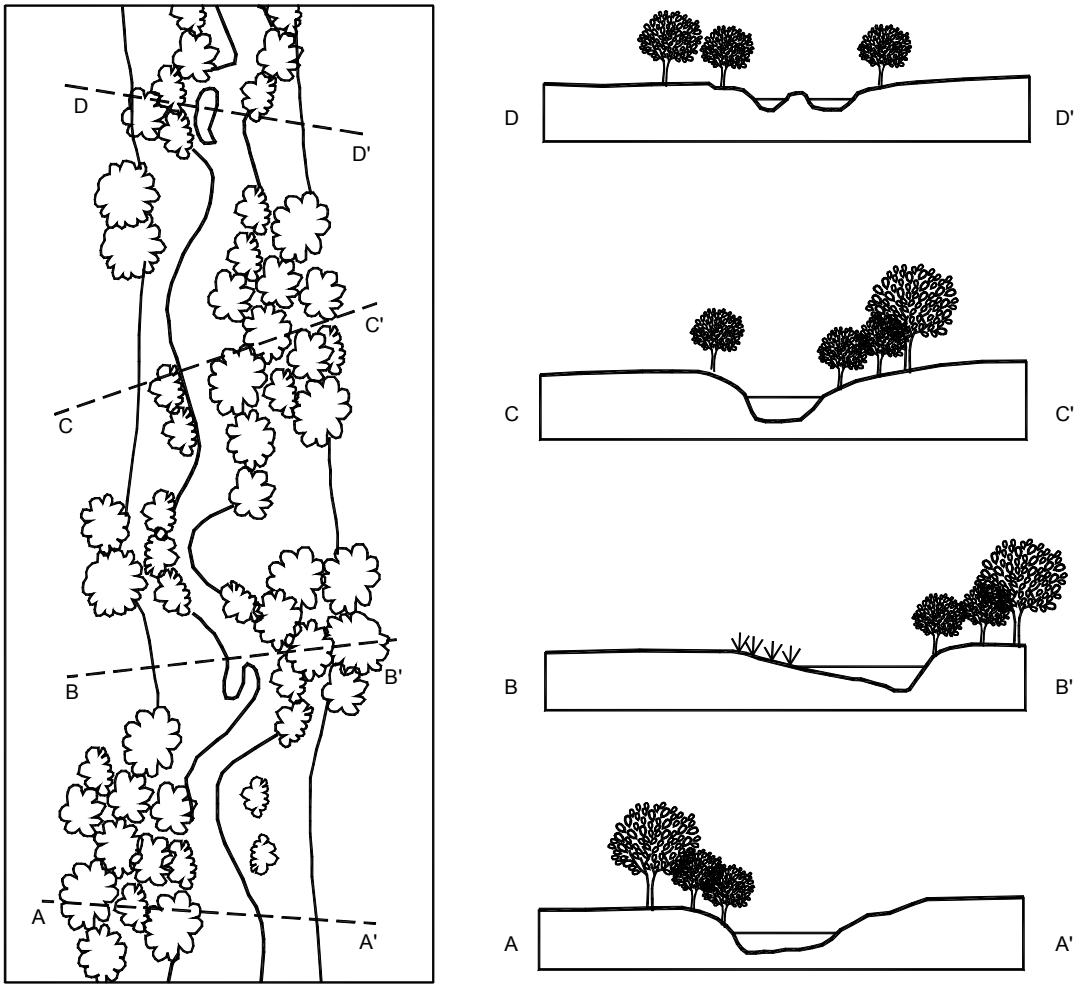


FIGURA 9.45 Refuerzo con vegetación de los puntos críticos de un río.

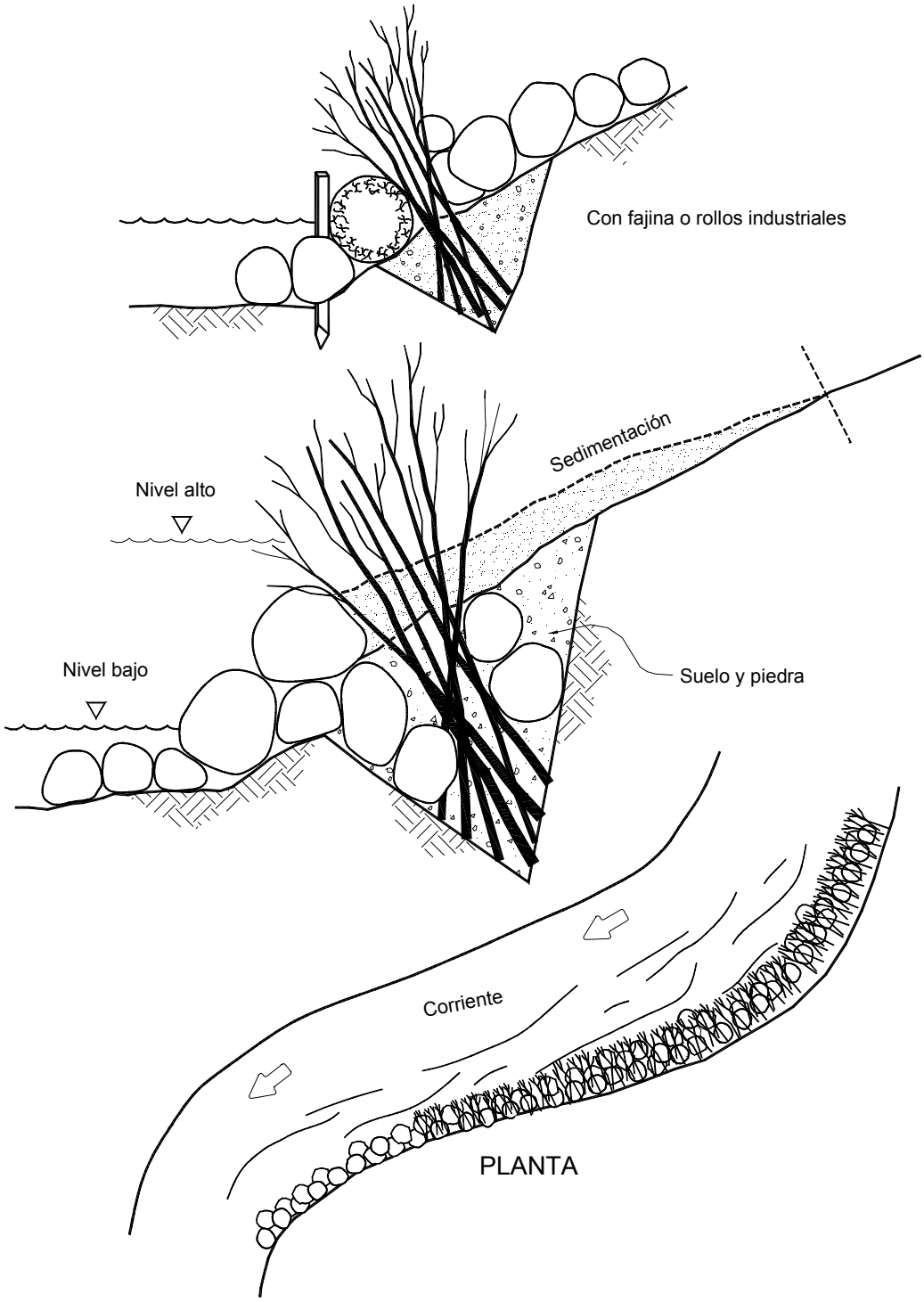


FIGURA 9.46 Sección de riberas de corrientes utilizando zanjas con ramas vivas (McCullah, 2001).

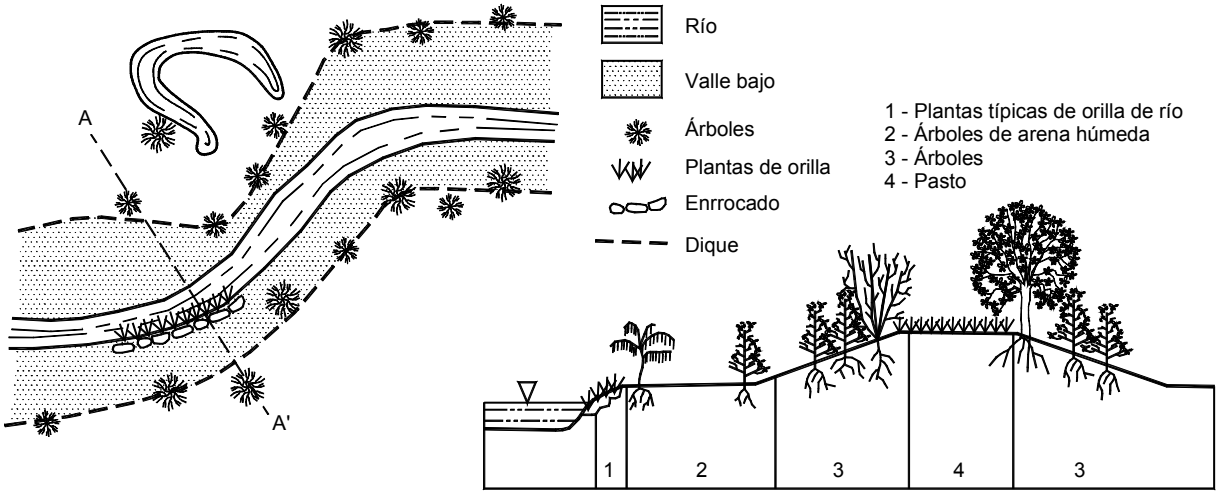


FIGURA 9.47 Sistema de canalización de ríos utilizado en Alemania.

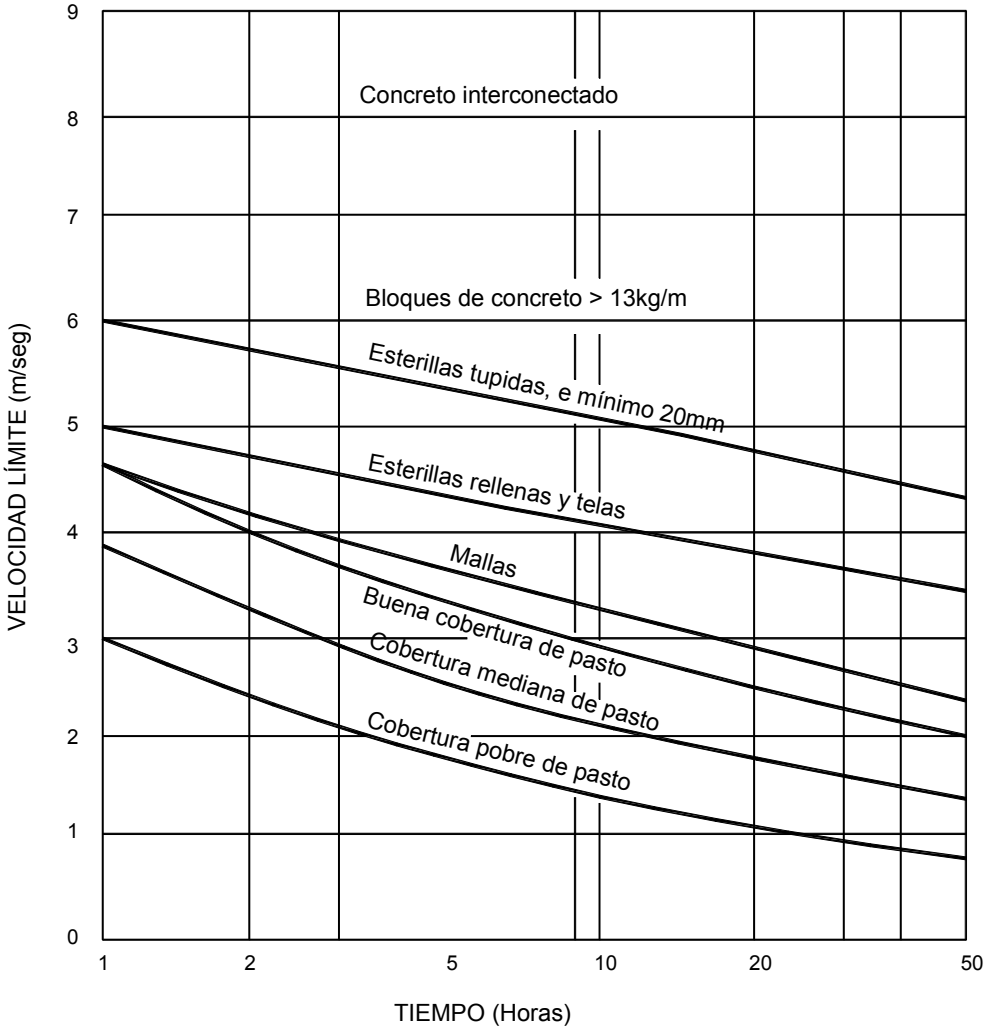


FIGURA 9.48 Velocidades límite recomendadas para diferentes tipos de revestimiento (Hewlett 1987).

FOTOGRAFÍA 9.3 Siembra de pasto sobre talud cubierto de suelo orgánico protegido por biomanto de fique.

FOTOGRAFÍA 9.4 Escarificación del suelo y colocación de suelo orgánico para establecimiento de vegetación.

Espigones de vegetación

En las corrientes de caudales y velocidades pequeñas se pueden construir espigones cortos utilizando estacas y ramas vivas, así como otros productos vegetales. Estos espigones permiten alejar las corrientes de la orilla y facilitar la sedimentación.

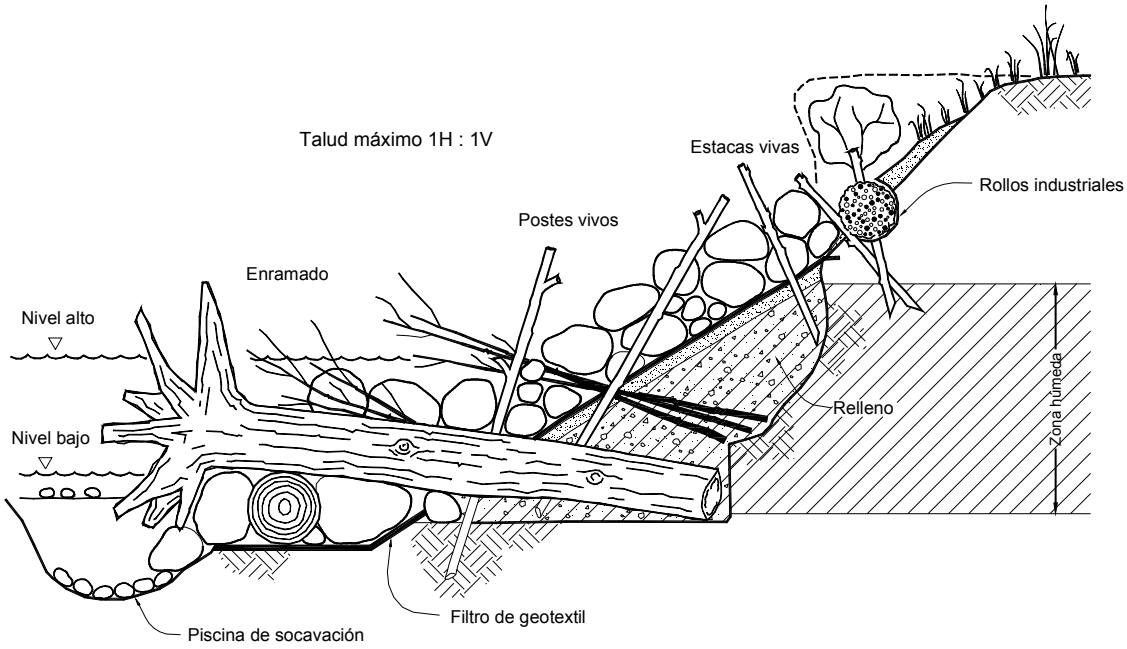


FIGURA 9.49 Espigones de troncos y ramas vivas (McCullah, 2001).

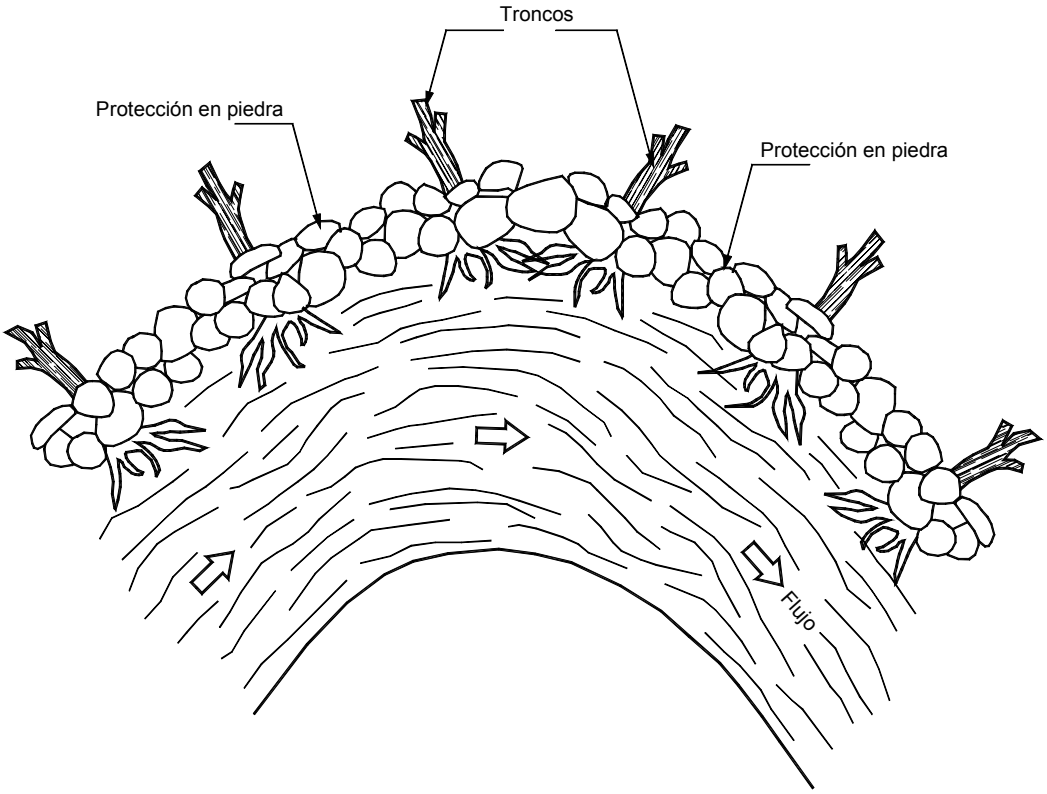


FIGURA 9.50 Esquema en planta de espigones utilizando troncos de árboles.

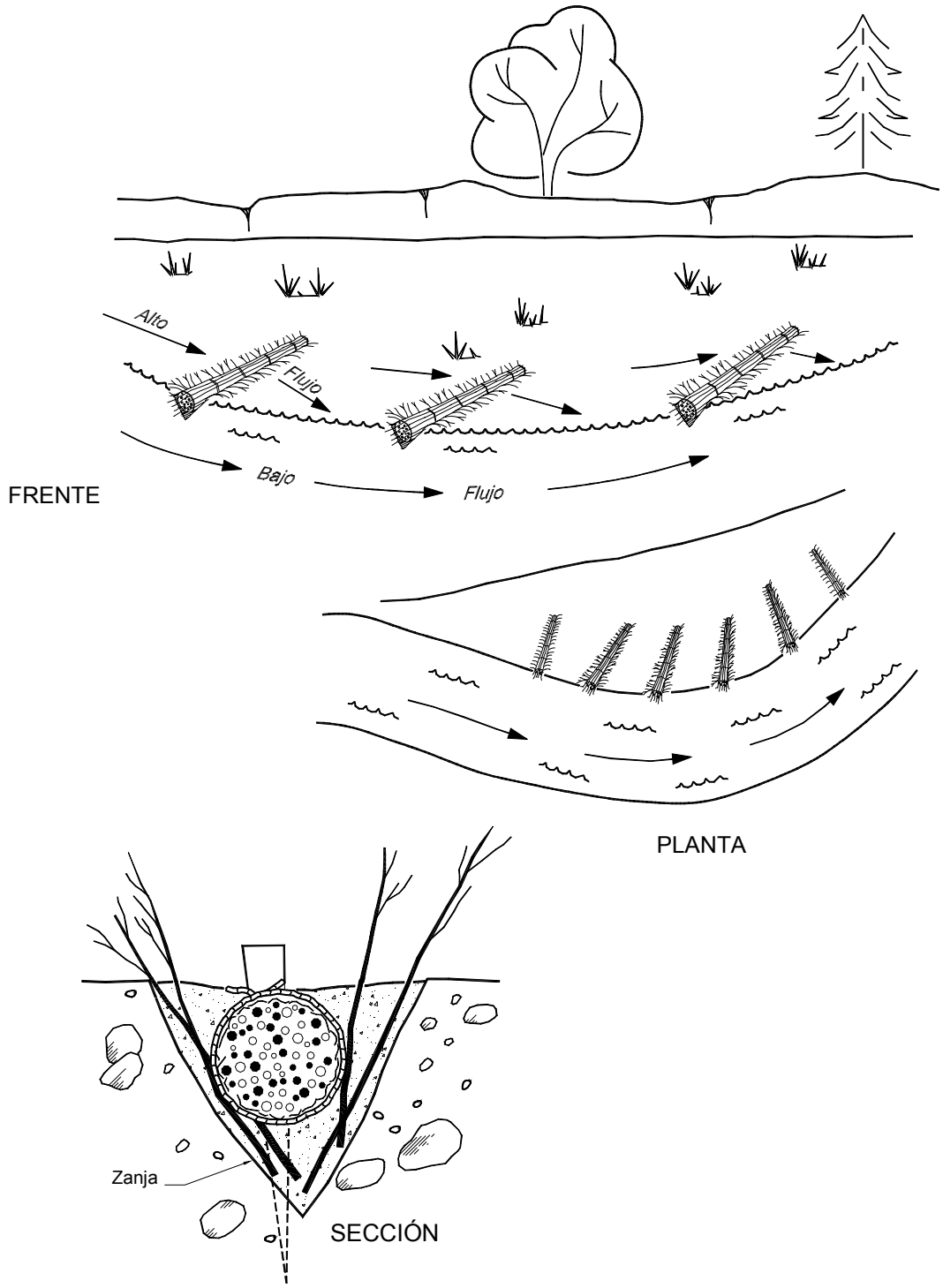


FIGURA 9.51 Espigones utilizando fajinas o rollos orgánicos industriales (McCullah, 2001).

Vegetalización de orillas de lagos

La cobertura vegetal en las orillas de lagos y represas está destinada principalmente a controlar la erosión producto del oleaje, y generalmente se diseñan barreras que disipen la energía de las olas.

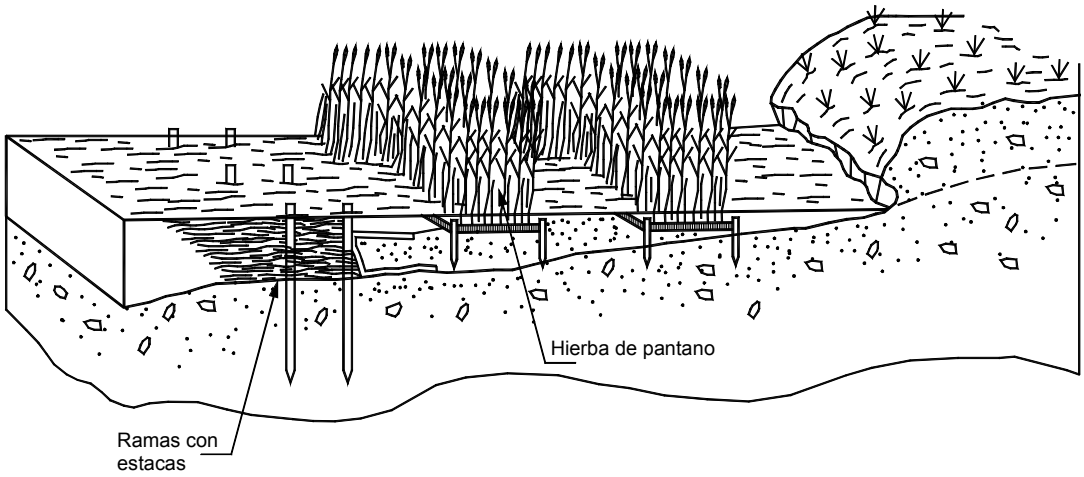


FIGURA 9.52 Protección de la ribera de un lago utilizando vegetación.

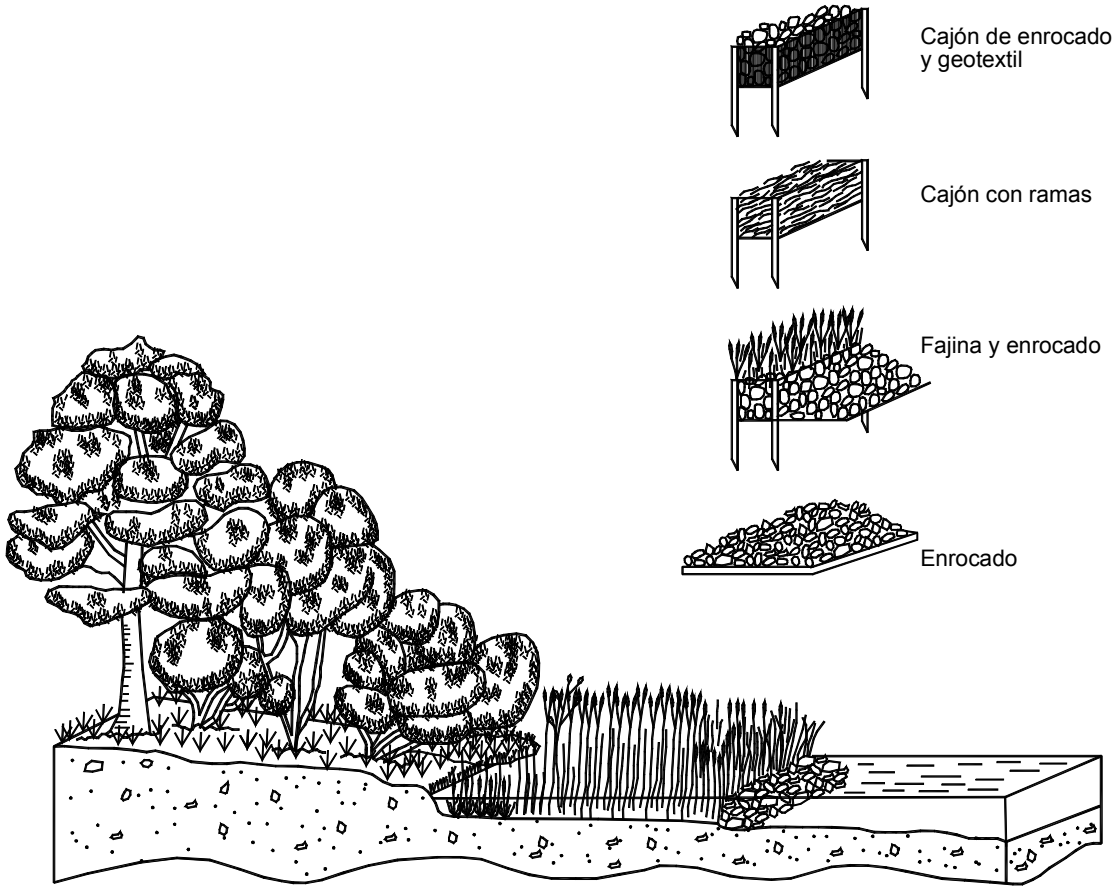


FIGURA 9.53 Sistemas rompeolas utilizadas en lagos en Alemania.

9.5.2 GUÍA PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE BIO-INGENIERÍA PARA ESTABILIZAR RIBERAS DE CORRIENTES

Para la planeación, diseño y construcción de obras de bio-ingeniería de estabilización de riberas se sugiere tener en cuenta entre otros los siguientes lineamientos (Miller, 1996):

1. Caracterización de la hidrología

Se requiere realizar un análisis del régimen hidrológico caracterizando las crecientes máximas que se deben esperar, así como las condiciones medias y mínimas. Esta caracterización se inicia estimando la magnitud de los flujos máximos para frecuencias de 50 y 100 años, utilizando métodos estadísticos. La creciente de los 100 años es la más utilizada para el diseño porque tiene una probabilidad relativamente baja de ocurrencia, la cual se puede considerar de riesgo aceptable. En todos los casos es importante definir un caudal máximo de diseño.

Un factor muy importante para el diseño de obras de control de erosión es la duración de la creciente. Las curvas caudal, frecuencia y duración de las inundaciones permiten definir las diferentes zonas de revegetación de los bancos y permite identificar los periodos de bajo riesgo para la construcción.

Para el análisis de los caudales se recomienda utilizar programas de computador, tal como se indicó en el capítulo 1.

2. Determinación de las condiciones hidráulicas

Uno de los criterios de diseño hidráulico más importante que se debe determinar es la fuerza tractiva de la corriente sobre las riberas y sobre el fondo del canal. Los valores de la fuerza tractiva pueden calcularse conociendo la pendiente y la profundidad de agua del canal y se utilizan para especificar los revestimientos adecuados para la protección de la vegetación, los métodos de instalación y los detalles de diseño para el desarrollo de tratamientos vegetativos. La fuerza tractiva se mide en kg/m^2. y normalmente varía de 1 a 2 kg/m^2., para bajas velocidades a más de 10 kg/m^2., para altas velocidades.

Otro criterio importante para el diseño es la profundidad de socavación. Esta profundidad se requiere conocer para determinar la profundidad de las cimentaciones de las obras y la extensión de los elementos de protección. En el capítulo 4 se explican los diversos procedimientos que existen para calcular la profundidad de socavación.

3. Análisis de los procesos geomorfológicos

El objeto de las evaluaciones de la geomorfología fluvial es identificar la dinámica histórica de la corriente y predecir la inestabilidad del cauce hacia el futuro. Es común que ocurran grandes fracasos de las obras en las orillas de los ríos debido a que no se han investigado los procesos geomorfológicos y las causas reales de la inestabilidad de las orillas (National Research Council, 1992). Comúnmente la inestabilidad de los ríos es el resultado de cambios geomorfológicos como la alteración de régimen de sedimentos por agradación, modificación del hidrograma (máximos mayores en las inundaciones debidas al uso de la tierra), degradación de la vegetación de la orilla, alteración de los canales, construcción de puentes, etc.

En la investigación geomorfológica se deben analizar tres elementos principales:

- Estabilidad de la corriente en planta
- Movimientos del thalweg
- Detalles del fondo del cauce.

En el capítulo 3 se explica a detalle los elementos geomorfológicos que afectan la dinámica de un cauce.

4. Análisis geotécnico

Una vez se hayan evaluado los factores hidrológicos, hidráulicos y geomorfológicos se requiere realizar un análisis de los posibles mecanismos de falla de las orillas para asegurarse que las obras de estabilización que se propongan sean estables. Se deben analizar las posibilidades y ocurrencia de fallas profundas y de fallas someras, utilizando modelos de estabilidad de taludes. Para el análisis completo de la estabilidad geotécnica se recomienda consultar el libro "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales" (Suárez, 1998).

5. Aspectos de la vegetación

La estabilidad a largo plazo de las obras de bioingeniería depende del establecimiento de una cobertura vegetal densa y permanente que una el suelo por medio de un sistema de raíces y proporcione resistencia contra las fuerzas erosivas. Debido al papel determinante de la vegetación es esencial que en el programa de revegetalización se incluyan especies de plantas apropiadas y que se les proporcionen condiciones favorables para su crecimiento.

La mejor forma de lograr una cobertura vegetal con especies apropiadas es la utilización de especies nativas de la comunidades vegetales en la zona del proyecto. Estas comunidades generalmente consisten de una biodiversidad que incluye plantas herbáceas, pastos, arbustos y árboles.

La siembra de una biodiversidad de especies es más resistente a las enfermedades y se adapta más fácilmente a las condiciones del sitio. Es común en las obras de ingeniería la revegetalización utilizando una sola especie, quedando el terreno expuesto por falta de elementos de protección. Las plantas herbáceas nativas son extremadamente importantes porque ellas proveen un sistema de densidad radicular continua y profunda y se establecen en un periodo relativamente corto de tiempo.

Los matorrales o rastrojos son muy útiles porque sus raíces se profundizan más que las hierbas y su sistema radicular es más grueso al igual que su follaje. Finalmente los arbustos y árboles tienen raíces y ramas mucho más fuertes y rígidas.

Para la selección de las especies vegetales se deben analizar factores tales como la acidez del suelo, el clima, y las condiciones hidrológicas.

Una vez se han escogido las especies de plantas que se van a utilizar se requiere diseñar el sistema de consecución y reproducción de las especies. Es posible que se requiera el establecimiento de viveros o sitios de recolección y preparación del material para la siembra. Algunas especies se reproducen por semilla pero otras requieren de la utilización de estolones o rizomas.

Se debe establecer el mejor sistema para el establecimiento tanto de los pastos como de las hierbas y árboles.

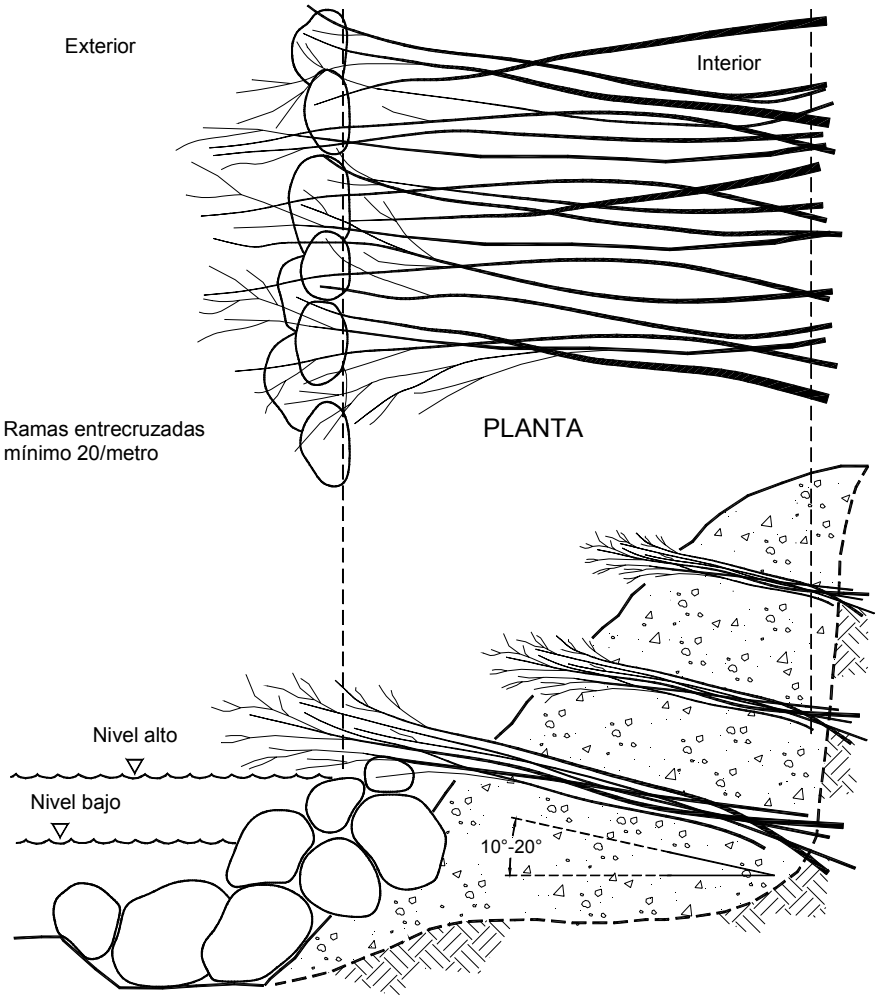


FIGURA 9.54 Protección de riberas de corrientes utilizando capas de enramados y piedra (McCullah, 2001).

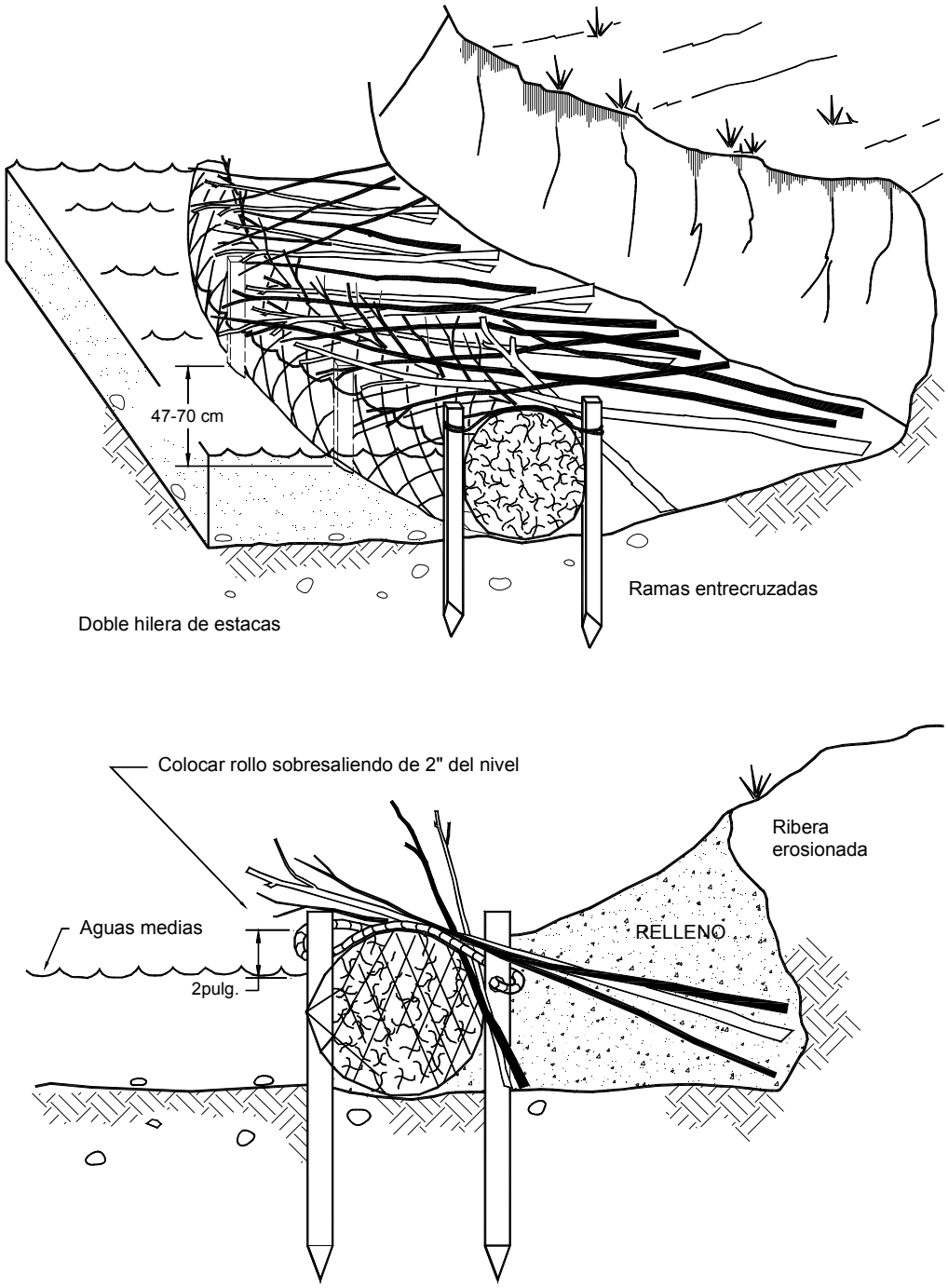


FIGURA 9.55 Protección de riberas utilizando rollos industriales de fibra de coco y enramados vivos (McCullah, 2001).

6. Requerimientos para la preservación de la fauna acuática y terrestre

Uno de los beneficios de la bioingeniería es la habilidad para proveer un habitat para los peces y la vida silvestre, minimizando los impactos ambientales. Por lo tanto los diseños deben incluir coberturas que favorezcan el ambiente de los peces, aves y otros animales. También se debe evitar la intervención de humedales y áreas sensitivas que pueda causar daño a las especies.

7. Viabilidad de la construcción

Que el proyecto pueda ser construido es una consideración de diseño básica. Debe analizarse factores tales como facilidades de acceso, disponibilidad de materiales, secuencia de construcción, métodos constructivos y medidas que se requiere tomar durante la construcción.

Debe tenerse en cuenta que no es fácil trabajar en las riberas de los ríos y que en estos sitios fácilmente se pueden causar daños irreparables al medio ambiente. Se debe proveer sitios de trabajo estables con capacidades de soporte suficiente para sostener los equipos que se requiera.

Es muy importante además definir previamente las rutas de acceso para equipos, materiales y personal.

9.6 PLANEACIÓN Y DISEÑO DE OBRAS UTILIZANDO BIOTECNOLOGÍA

El diseño de estabilización de taludes o de riberas de corrientes, utilizando bioingeniería requiere tener en cuenta una gran cantidad de factores hidrológicos, hidráulicos, topográficos, geomorfológicos y geológicos, geotécnicos, vegetativos y de construcción. Debido a la interacción compleja entre estos factores se requiere un proceso de diseño interactivo.

Para la planeación de los proyectos McCullah (2001), recomienda los siguientes pasos:

1. Identifique y forme un equipo interdisciplinario de expertos en control de erosión

Generalmente se requiere un ingeniero civil, geólogo, botánico, biólogo y un experto en control de erosión.

2. Identifique los objetivos que se desee obtener con el proyecto

Los objetivos típicos incluyen prevención de la erosión, estabilización de los taludes, protección de los canales de las corrientes, mejora de la estética y del habitat de fauna y flora.
Es muy importante determinar las causas y mecanismos del problema de erosión que se desea controlar y haber realizado un diagnóstico acertado antes de diseñar la solución.

3. Desarrolle una lista de especies vegetales con base en los objetivos y el análisis preliminar

Para la selección de las especies vegetales se sugieren los siguientes pasos:

- Identifique las especies vegetales que crecen en las zonas vecinas o en habitat similares. Tome nota del tipo y densidad de la vegetación existente y de la humedad presente.
- Busque las áreas de vegetación que crecen más vigorosas que otras, tomando nota de su exposición a la humedad, al sol, etc.
- Identifique cuáles especies se reproducen por estaca o enramado.
- Determine si esa vegetación tiene los atributos deseados para el proyecto, raíces, follaje, tolerancia a las inundaciones y a las sequías, hábitos de crecimiento, etc.
- Investigue si hay suficiente material de plantas en los sitios de préstamo de vegetación en los viveros o dentro de una distancia razonable de transporte. Averigüe si los viveros pueden producir la cantidad deseada de plantas.

4. Escoja los métodos de construcción y las técnicas de biotecnología

Para determinar el mejor método, el equipo de trabajo debe resolver los siguientes interrogantes:

- Se requiere la construcción de estructuras permanentes o una estructura provisional que se desintegre después de establecida la vegetación.
- Los componentes biotécnicos integrados en las estructuras proveen la protección necesaria.
- Cuáles de las especies erosionadas se integra mejor con la estructura ha utilizar.
- Cuál sistema provee una mejor estabilidad a largo plazo.

REFERENCIAS

Agnew W., (1991), "Erosion control product selection". Geotechnical fabric report, , pp 24-27.

Brown N. (1995) "Rehabilitation of natural forests in the humid tropics". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 152-160.

Coopin N., Stiles R (1999). "Ecological principles for vegetation establishment and maintenance". Slope Stabilization and Erosion Control. A Bioengineering Approach. Editors R.P.C. Morgan y R.J. Rickson. E y FN Spon. Cambridge Inglaterra. pp 59-93.

Douglas, I. (1969) "The efficiency of tropical denudation systems transactionns of the Institute of British Geographer". Vol. 46 Pp. 1-16.

Gray D. H., Sotir R.B. (1996) "Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization". John Wiley . P.378

Gray D.H. (1995) "Influence of vegetation on the stability of slopes". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp2-25.

Greenway D.R. (1998) "Biotechnical slope protection in Hong Kong". Ieca soil stabilization series volumen 5. Methods and techniques for using bioengineering to control erosion. P 401-411.

Gregory, J.M. McCarty T.R. (1986) "Maximum allowable velocity predictions for vegetated waterways". Trans. Am. Soc. Agric. Engrs. 29, 748-55.

Helliwell D.R. (1995). "Rooting habits and moisture requirements of trees and other vegetation". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. P 260-263.

Hewlett, H.M. , Boorman L.A,, Bramley M.E., (1987). "Design of reinforced grass waterways". CIRIA report 116. CIRIA, London

Hudson N.W. (1971) "Soil conservation". Batsford, London.

Keller E.A. , Brookes A. (1983) "Consideration of meandering in channelization projects: selected observations and judgments" River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 384-397.

Kinney W., Gulso A.W., (1998) "The Illinois experience with low-cost streambank protection". IECA Soil Stabilization series: Vol. 1 Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Lawrance C.J. (1995) "Low cost engineering and vegetative measures for stabilizing roadside slopes in Nepal". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 142.151

McCullah J. (2001). "Biotechnical Soil Stabilization for Slopes and Streambanks". IECA Professional Development Course. Training Manual. Las Vegas. 177p.

Miller D.E. (1996) "Design guidelines for bioengineered river bank stabilization". IECA Conference 27, Seattle, Washington, pp.159-168

National Research Council, (1992) "Restoration of aquatic ecosystems". National Academy Press, Washington, 552 p.

Suárez J. (1998) "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales". Ediciones UIS Bucaramanga – Colombia.

Morgan R.P.C., Rickson R.J. (1999) " Water erosion Control". Slope Stabilization and Erosion Control. A Bioengineering Approach. Editors R.P.C. Morgan y R.J. Rickson. E y FN Spon. Cambridge Inglaterra. pp134-190.

Scheuter B. (1995) "Bioengineering construction techniques at problem sites with & without inert construction materials". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp.270-275.

Subic M. (1995) "Bioengineering of steep slopes". Vegetation and slopes. Stabilization, protection and ecology. D.H. Barker Editor. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. Londres. Pp. 276-279.

Wu T.H. (1999) "Slope Stabilization". Slope Stabilization and Erosion Control. A Bioengineering Approach. Editors R.P.C. Morgan y R.J. Rickson. E y FN Spon. Cambridge Inglaterra. pp 222-264.

CAPÍTULO 10

Control de Erosión en Taludes y Obras de Ingeniería

INTRODUCCIÓN

Para el diseño de las obras de control de la erosión en un talud debe realizarse un análisis muy completo de las condiciones geológicas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales que permitan tener un conocimiento completo del comportamiento del talud después de construido. En el caso de requerirse la estabilización por problemas de deslizamientos o erosión activos se debe analizar los mecanismos de falla y cuantificar el desequilibrio. El análisis debe incluir los conocimientos de mecánica de suelos, geología, hidrología, etc., y la experiencia del manejo de otros taludes en condiciones similares.

La principal causa de los problemas en los taludes es la presencia del agua de la lluvia, la escorrentía y el agua subterránea, por lo tanto el manejo de las aguas es muy importante desde el inicio de la construcción. La protección de la superficie del terreno generalmente se obtiene utilizando la vegetación como obra principal de estabilización y se debe tener especial cuidado en la selección del sistema de establecimiento de la cobertura vegetal y de las especies vegetales a establecer; Sin embargo, en ocasiones se requieren obras con materiales no orgánicos para complementar la protección con vegetación. El planteamiento, diseño e implementación de las obras de control de erosión, requiere de un trabajo conjunto donde deben intervenir geólogos y ambientalistas, forestales y expertos en vegetación nativa y los ingenieros civiles, hidrólogos, hidráulicos, y geotécnicos.

Las obras de ingeniería involucran la intervención de laderas y taludes, los cuales requieren de un programa de control de erosión durante la construcción, y de medidas definitivas de control a mediano y largo plazo. La producción de sedimentos, ocasionada por la erosión requiere de obras de control de sedimentos. La erosión es una de las principales fuentes de contaminación del agua, y la construcción de obras de ingeniería es una de las principales fuentes de erosión.

En los países desarrollados existen normas muy estrictas de control de erosión que deben cumplir los constructores, para la protección del medio ambiente. En los países latinoamericanos se está empezando a trabajar en el control de erosión en construcciones y los ingenieros somos los responsables de su diseño e implementación.

Se debe crear inicialmente una conciencia de la importancia y necesidad de controlar la erosión y la sedimentación durante la construcción de una obra de ingeniería, para lo cual es muy importante conocer los problemas que se presentan y las metodologías para su solución.

10.1 DISEÑO DE TALUDES

El diseño de un talud debe incluir como mínimo los siguientes elementos:

a. Diseño de la forma del talud, pendientes, bermas, etc.
b. Diseño de las obras de manejo de aguas de escorrentía
c. Diseño de las obras de protección de la superficie del terreno.(Bioingeniería o recubrimientos)
d. Diseño de las obras de control geotécnico (Subdrenajes, muros y otros sistemas de estabilización que se requieran).

Pendiente del talud

Para el diseño de la pendiente del talud se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud. El suelo y la roca son materiales extremadamente complicados y heterogéneos y tienden a deteriorarse con el tiempo. Los suelos residuales por la presencia de discontinuidades estructurales son especialmente difíciles de manejar (Figura 10.1).

Para decidir el valor de la pendiente y la forma del talud se debe realizar un juicio en conjunto, analizando la influencia de todos los factores. En este estudio se puede requerir realizar ensayos de laboratorio y análisis de estabilidad, utilizando modelamientos matemáticos y físicos.

El cálculo de factores de seguridad utilizando modelos matemáticos determinísticos como los de Fellenius, Bishop Janbú o tantos otros es una práctica de ingeniería muy utilizada; Sin embargo, no siempre se dispone de información geotécnica suficiente y se requiere utilizar criterios empíricos generales. El uso de sistemas semi-empíricos requiere de mucho cuidado especialmente si la experiencia no proviene de taludes en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas.

A continuación se presenta una tabla empírica de pendientes típicas utilizadas para taludes en cortes de carreteras.

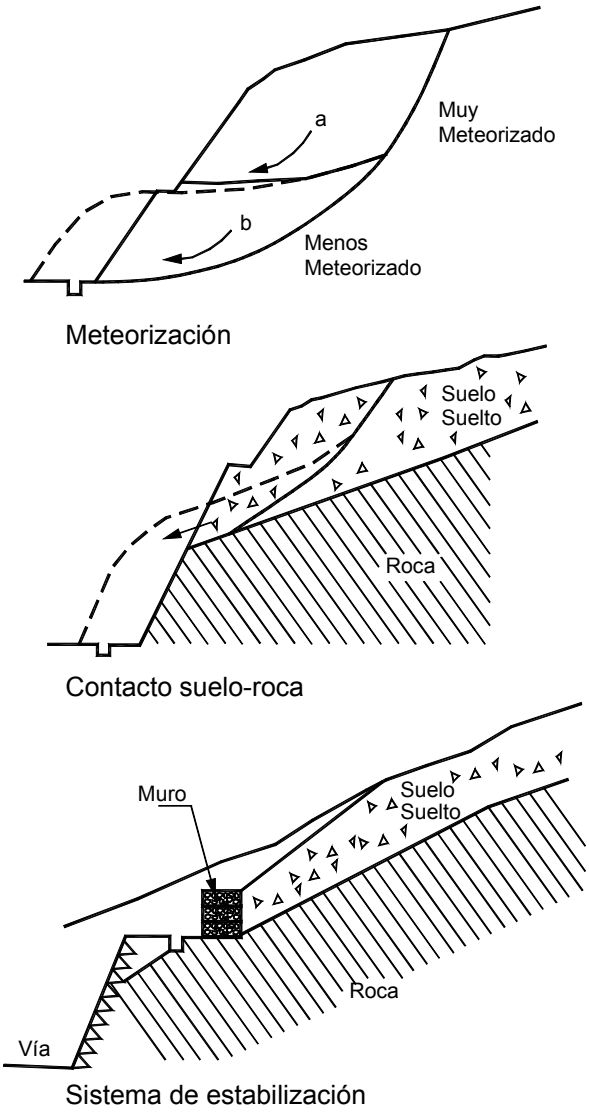


FIGURA 10.1 Fallas y estabilización en suelos residuales.

Para determinar la pendiente del talud, en ocasiones se utiliza la información de la velocidad de onda elástica (V_p) a través del material (Figura 10.2).

TABLA 10.1 Pendientes típicas para taludes en cortes de carreteras (Adaptada de Japan Road Association, 1984).

Material	Propiedades	Altura del corte (mt)	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3 H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H:1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masas de roca o bloques		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Taludes de pendiente combinada

En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material (Figura 10.3).

Bermas intermedias

Se debe construir bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad adecuado contra deslizamiento. La localización y ancho de las bermas depende del propósito de las bermas.

1. Bermas para el manejo de aguas de escorrentía y control de erosión

Estas bermas generalmente tienen un ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferencias de altura entre 5 y 10 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud. En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10 % hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte interior para el control y manejo de las aguas de escorrentía. La pendiente longitudinal de la berma debe ser superior al 3 % para garantizar la salida eficiente y rápida del agua recolectada.

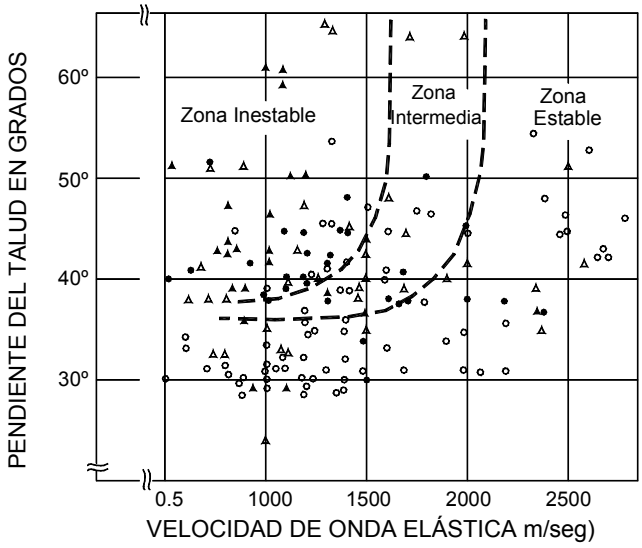


FIGURA 10.2 Taludes estables e inestables en roca de acuerdo a la velocidad de onda elástica (Japan Road Association, 1984).

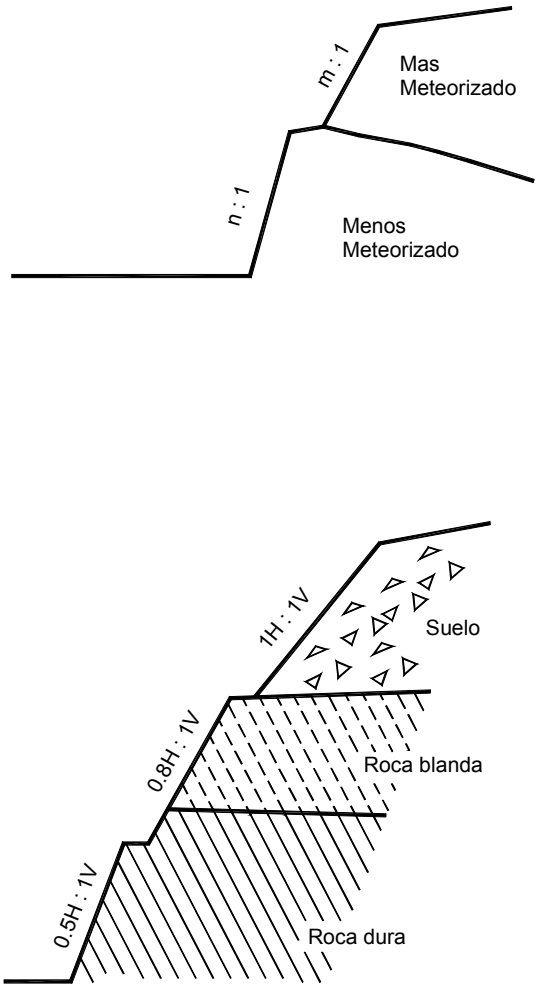


FIGURA 10.3 Pendientes variables de taludes en suelos residuales.

2. Bermas para aumentar el factor de seguridad contra deslizamiento

En ocasiones se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud a construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas.

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad. En deslizamiento de traslación y en ciertos flujos o deslizamientos de residuos, generalmente no es efectivo emplear métodos de remoción de materiales.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo, aumentándose el factor de seguridad.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraceo se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

En suelos residuales generalmente, la grada más alta debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente el menos resistente. Las terrazas generalmente, son muy útiles para control de aguas de escorrentía.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

Criterios generales para el diseño de bermas y pendientes

Para el diseño de bermas y pendientes se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

1. Formación Geológica

A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales.

2. Meteorización

Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas. Los materiales muy meteorizados requieren de taludes inferiores a 1H:1V, en la mayoría de las formaciones geológicas no permiten alturas entre bermas superiores a 7 metros y requieren anchos de berma de mínimo 4 metros.

Para cortes en materiales meteorizados la pendiente en la parte más profunda del corte permite ángulos superiores a la cabeza del talud. Se recomienda para cortes de gran altura establecer ángulos diferentes de pendiente para el pie y la cabeza del corte, adaptándolos a la intensidad del proceso de meteorización.

3. Microestructura y estructura geológica

A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas, las pendientes de los taludes no deben tener ángulos superiores al buzamiento de las diaclasas o planos de estratificación. Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud. Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados (Figura 10.4).

4. Minerales de arcilla

Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas, tipo Montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con Kaolinita permiten generalmente, taludes hasta 1H:1V. Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

5. Niveles freáticos y comportamiento hidrológico

Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H:1V a menos que tengan una cohesión alta.

6. Sismicidad

En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H:1V, a menos que se trate de rocas muy sanas.

7. Factores antrópicos

En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H:1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5 metros.

8. Elementos en riesgo

Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad más altos.

Soluciones a problemas específicos de estabilidad

a. Cambios bruscos de litología

Cuando ocurren cambios bruscos de litología por la presencia de coluviones, mantos de suelos blandos o perfiles muy meteorizados, se puede requerir construir una berma ancha en el sitio de cambio de litología y la construcción de estructuras de estabilización en la berma.

b. Presencia de estructuras heredadas

Los mantos de roca y los suelos residuales poseen una gran cantidad de fracturas o superficies de debilidad, en este caso las pendientes de los taludes

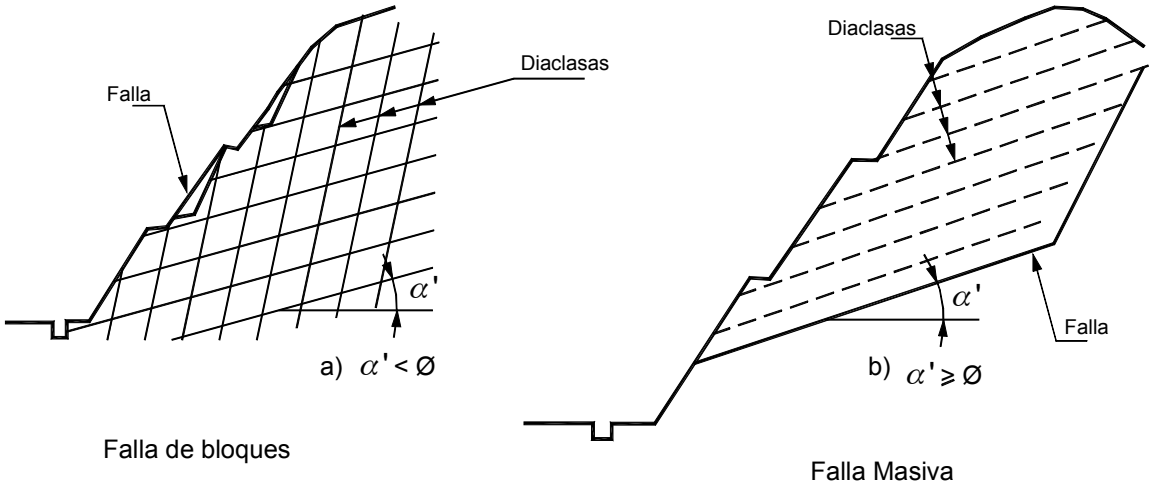


FIGURA 10.4 Modos de falla en taludes de roca fracturadas.

deben ser determinadas por la localización y buzamiento de las fracturas. En ocasiones cuando aparecen estratos muy blandos se puede requerir tender el talud por el plano de estratificación.

c. Presencia de niveles freáticos

Cuando existen niveles freáticos dentro de talud se requiere pendientes muy suaves en la zona saturada o la construcción de sistemas de subdrenaje profundo (previamente a la realización del corte).

d. Taludes de gran altura

Los cortes de alturas muy grandes pueden producir fallas catastróficas y se deben realizar estudios y diseños específicos, de acuerdo a las características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas de cada sitio.

Gradas para establecimiento de vegetación

El talud puede diseñarse con una serie de gradas, las cuales permiten el establecimiento de vegetación. El diseño de estas gradas depende de las características del talud, de la topografía y del sistema de vegetación a utilizar. Se puede requerir la construcción de trinchos para garantizar la estabilidad de las gradas.

Taludes en rellenos (Terraplenes)

Los taludes en llenos deben diseñarse racionalmente teniendo en cuenta las características de los materiales disponibles, el suelo de cimentación y las condiciones de estabilidad y de ejecución en cada sitio.

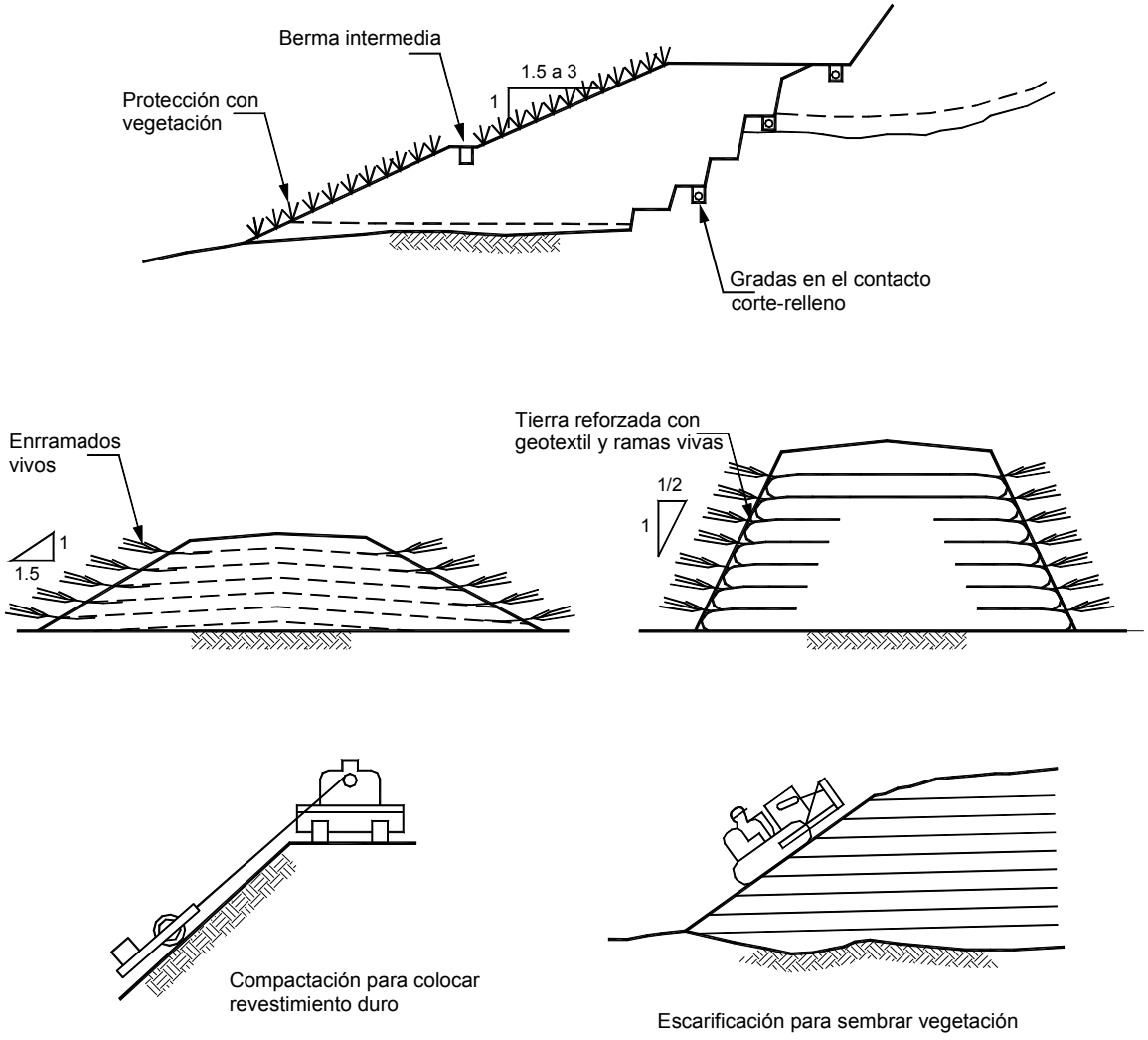


FIGURA 10.5 Diagramas de manejo de rellenos.

TABLA 10.2 Pendientes típicas para taludes en relleno.

Material de relleno	Altura de relleno (mt)	Pendiente
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos areno arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

Generalmente se utilizan pendientes uniformes con bermas cada determinada altura (Figura 10.5). La pendiente a utilizar depende de la pendiente del talud (Tabla 10.2).

También en los rellenos se pueden requerir pendientes combinadas cuando se trabaja con espesores diferentes de materiales diferentes.

Se debe tener especial cuidado en el diseño del sistema de drenaje debajo y detrás del relleno para garantizar la estabilidad y la compactación del suelo subsuperficial de los taludes del terraplén. La superficie de contacto entre el suelo natural y el relleno debe trabajarse en superficies semiplanas o terrazas que permitan una excelente integración entre el relleno y el suelo de fundación. Adicionalmente, se debe construir sistemas de manejo de las aguas de escorrentía y protecciones para las superficies de los taludes.

Debe tenerse especial cuidado en la compactación de la superficie de los taludes, para lo cual se recomienda compactar en forma inclinada, utilizando un sistema de rodillo y/o buldózer. En la mayoría de los casos se requiere proteger el talud con mantos o vegetación (Figura 10.6).

Para el análisis de la estabilidad de los taludes se recomienda consultar el libro "Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales" (Suárez , 1998).

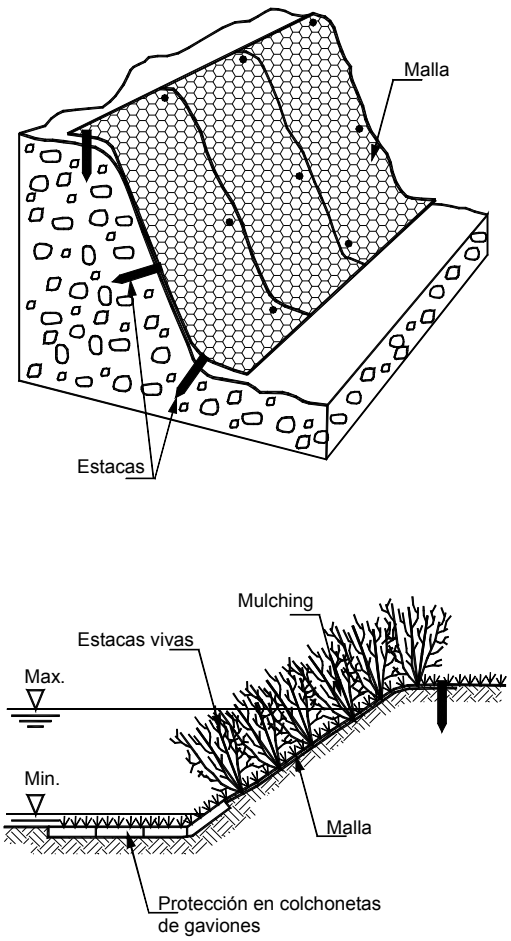


FIGURA 10.6 Protección de la superficie de un talud en corte.

10.2 MANEJO DE LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA

Para el diseño de obras de control de escorrentía debe tenerse en cuenta las características de las lluvias, las áreas aferentes, la topografía y las características de la geología, infiltración y erosionabilidad de los suelos. Es importante que las obras de manejo de aguas de escorrentía sean diseñadas con secciones y pendientes suficientes que impidan la concentración de aguas que pudieren inducir la formación de cárcavas de erosión.

Durante la construcción de las obras es frecuente que se dejen las estructuras de control de aguas para las últimas etapas del proyecto y puedan ocurrir lluvias intensas durante la construcción que destruyan las obras ya construidas, debido a que no se manejaron adecuadamente las aguas durante el proceso constructivo.

10.2.1 DRENAJE SUPERFICIAL

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud, reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía, tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del talud. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre el área cercana a la corona del talud. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud o canales de desviación.

No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

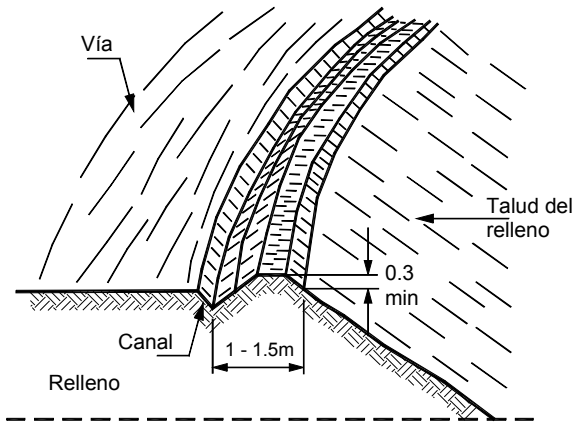


FIGURA 10.7 Canal de protección en la corona del relleno de una vía (AASHTO).

Caudal de escorrentía

La escorrentía recogida depende de varios factores, los cuales incluyen: Intensidad de la lluvia, área de drenaje, pendiente y longitud de los taludes a drenarse, naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, condiciones de la superficie y naturaleza de los suelos subsuperficiales.

Las obras de control de escorrentía "deben diseñarse" para recibir los caudales de una lluvia predeterminada con un período de retorno generalmente de 100 a 500 años, de acuerdo a la importancia de la obra.

Generalmente se recomienda para diseño de obras de drenaje en taludes, la utilización del método racional para calcular las cantidades de agua recogida, debido a que los caudales calculados por la fórmula racional tienen intrínsecamente un factor de seguridad mayor que otros métodos.

$$Q = C \, x \, I \, x \, A$$

Donde:

Q = Caudal recolectado (volumen/tiempo)
I = Intensidad de Lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración.
A = Area a drenar.
C = Coeficiente de escorrentía (Tabla 10.3).

Para taludes, la Geotechnical Engineering Office (1984) recomienda utilizar un *C* = 1.0, el cual representa teóricamente una sobreestimación de la escorrentía, pero en la práctica es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

El área de drenaje debe determinarse por medio de un plano con líneas de nivel, definiendo los bordes topográficos de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje.

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo tomado por el agua desde el extremo superior del área de drenaje hasta el punto de colección.

El tiempo de concentración puede calcularse utilizando la ecuación modificada de Bransby - Williams:

$$t = 0.14464 \left[\frac{L}{H^{0.2} A^{0.1}} \right]$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min.)
A = Área de drenaje (m^2).
H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.
L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.

TABLA 10.3 Valores típicos del coeficiente de escorrentía C (Japan Road Association).

Superficie	Características	Coeficiente C
Superficie de carretera	Pavimentada	0.7 a 0.95
	Destapada	0.3 a 0.7
Talud	Suelo fino	0.4 a 0.65
	Suelo Grueso	0.1 a 0.3
	Roca dura	0.7 a 0.85
	Roca blanda	0.5 a 0.75
Pastizales en suelos arenosos	Pendiente 0 a 2%	0.05 a 0.1
	2 a 7%	0.1 a 0.15
	Más de 7%	0.15 a 0.25
Pastizales en suelos arcillosos	Pendiente 0 a 2%	0.13 a 0.17
	2 a 7%	0.18 a 0.22
	Más de 7%	0.25 a 0.35
Escarpes de fuerte pendiente en Roca		0.75 a 0.95
Arenas intermedias		0.20 a 0.40
Parques con árboles y pastos		0.10 a 0.25
Montañas de pendientes suaves		0.30
Montañas de pendientes fuertes		0.50

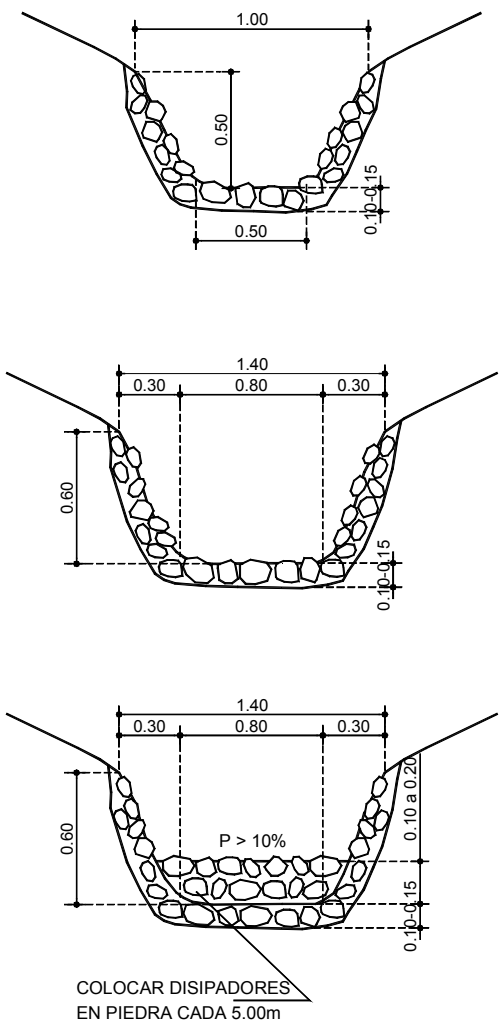


FIGURA 10.8 Canales en piedra pegada con mortero.

Especial atención debe darse a las corrientes que han sido canalizadas o modificadas y por lo tanto se ha disminuido el tiempo de concentración.

Como la intensidad media de la lluvia disminuye con la duración, la mayor colección de flujo ocurre cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración.

Para el diseño de obras en taludes, se recomienda diseñar con base en un periodo de retorno de 200 años, de acuerdo a las recomendaciones del Geotechnical Engineering office, de Hong Kong.

Es muy importante para el correcto diseño de las obras de drenaje superficial, que se realice un estudio muy completo de la información hidrológica existente para determinar lo más exactamente posible el aguacero máximo esperado. La mayoría de los diseños de obras de drenaje superficial en taludes, que se realizan con procedimientos totalmente empíricos, dan como resultado obras insuficientes con secciones que no son capaces de manejar los caudales de agua que se concentran en las coronas de los taludes. Es muy común que las obras de control de aguas aceleren los procesos de erosión por falta de capacidad para manejar los caudales.

10.2.2 TIPOS DE CANAL

Los canales son estructuras que interceptan la escorrentía y la conducen lateralmente (Figura 10.7). Los canales interceptores se emplean como zanjas en la corona de taludes y cárcavas de erosión o en sitios intermedios. Adicionalmente se pueden utilizar

bermas o bancas para disminuir la longitud del canal erosionado y dividir la escorrentía en volúmenes fácilmente manejables. Estos canales o bermas deben ser recubiertos para protección contra la erosión o posibles deslizamientos.

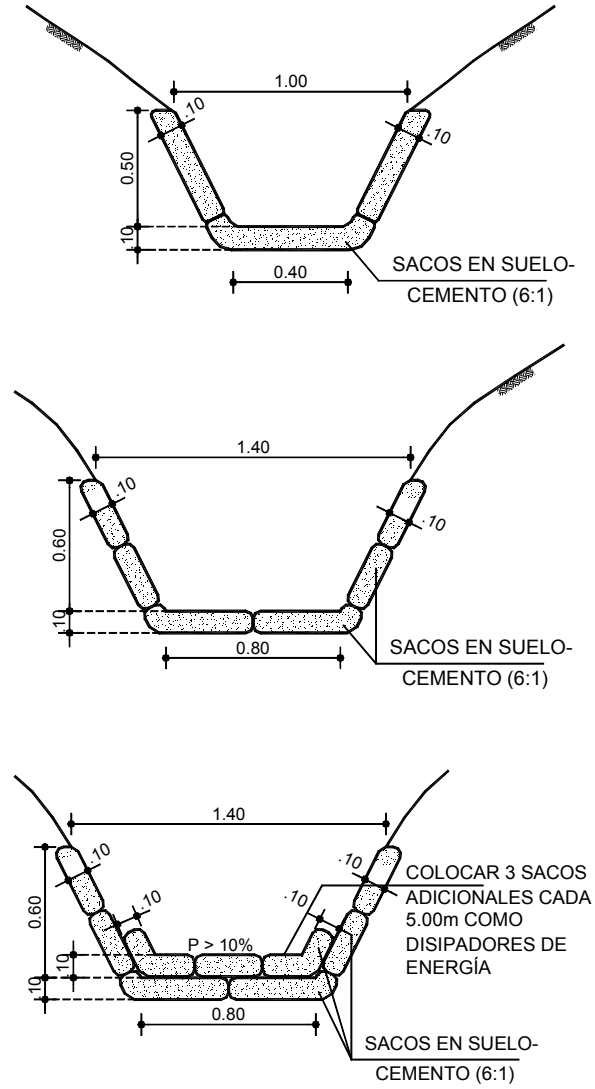


FIGURA 10.9 Canales revestidos en suelo cemento.

Canales desviadores del flujo arriba del talud

Son canales que se construyen arriba del corte de la vía o estructura, con el objeto de desviar completamente la escorrentía y alejarla lo más posible de la estructura o talud.

Estos canales ayudan a disminuir el riesgo de surcos y cárcavas sobre la superficie del talud.

El canal desviador no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe.

Se recomienda que los canales desviadores sean totalmente impermeabilizados, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 60 centímetros, de ancho y 50 centímetros de profundidad.

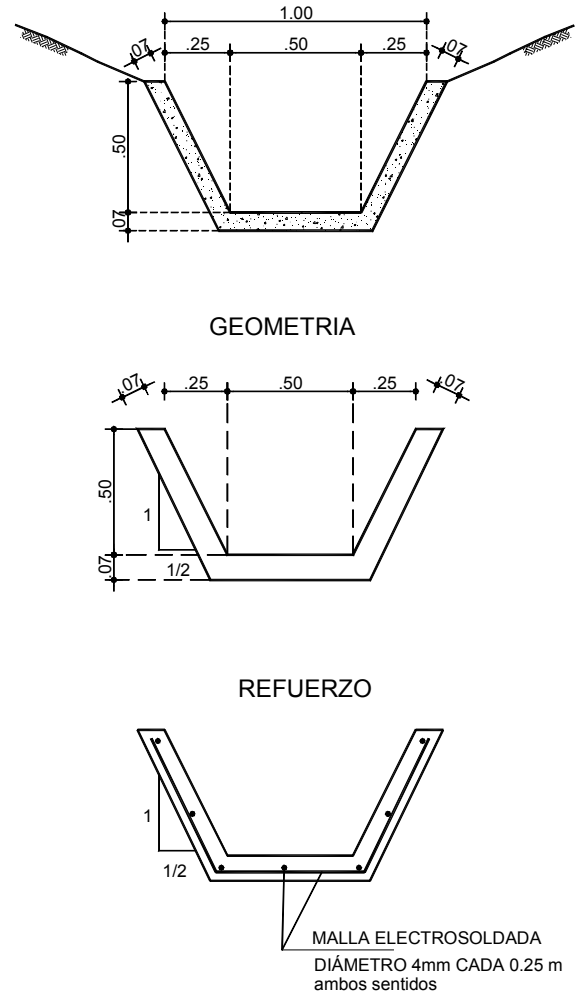


FIGURA 10.10 Canales revestido en concreto

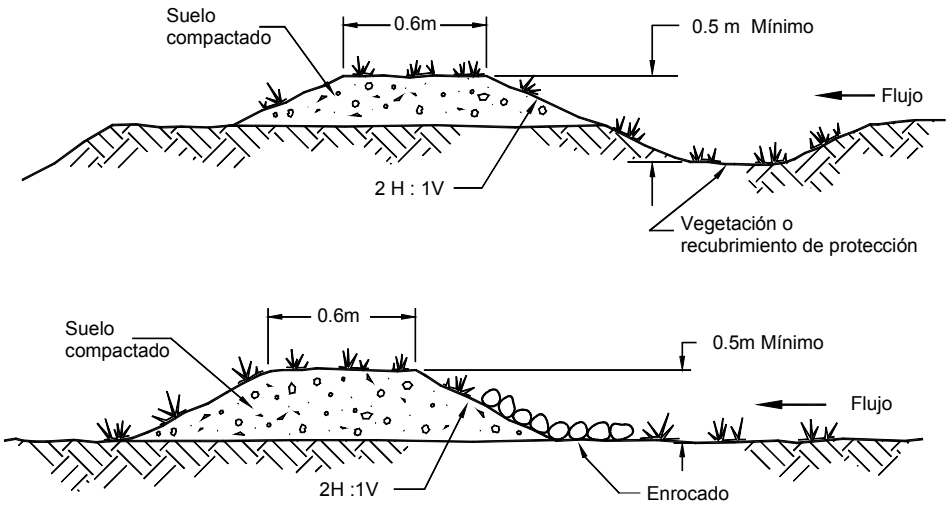


FIGURA 10.11 Dique para el desvío de aguas de escorrentía (McCullah, 2001).

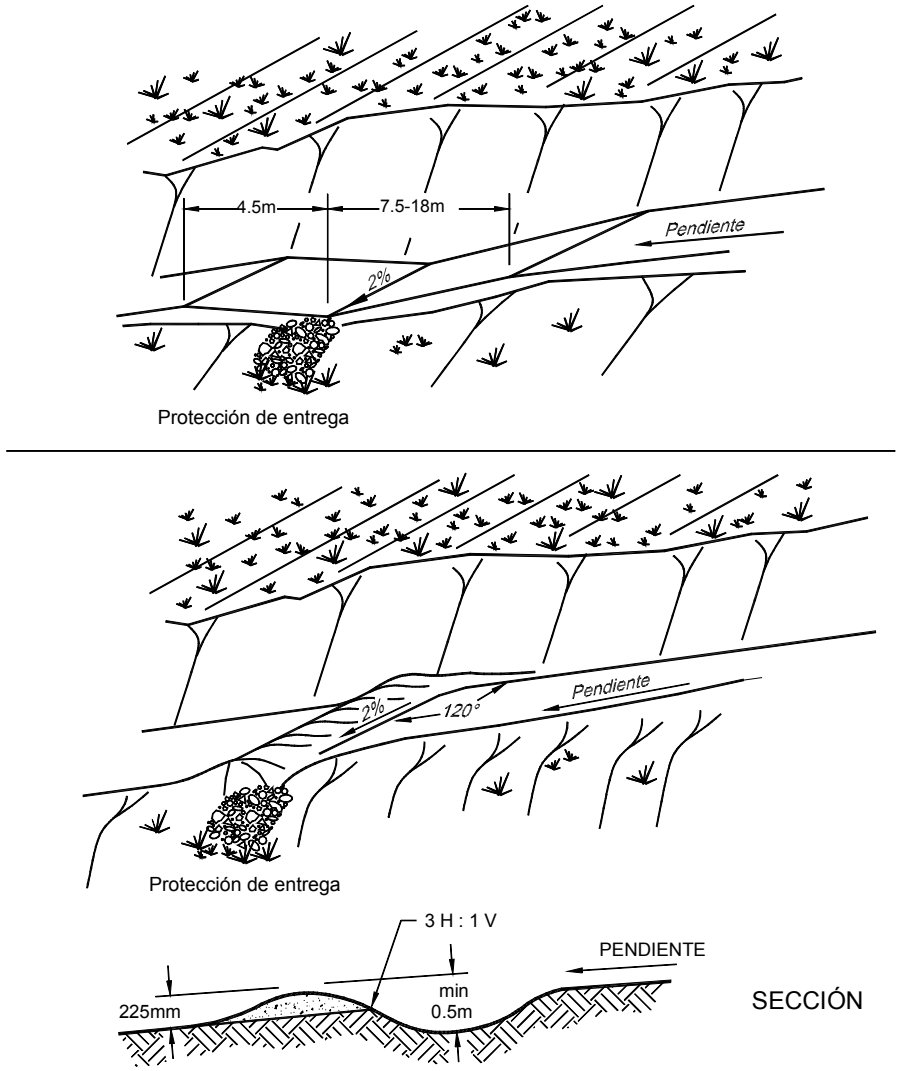


FIGURA 10.12 Diagrama ilustrativo de la función de un cortacorriente.

Diques en la corona del talud

Estas obras consisten en montículos de tierra o pantallas que se colocan en la parte superior del talud (Figura 10.11), con el objeto impedir el paso de la escorrentía hacia la superficie del talud. Este es un método muy utilizado en rellenos de carreteras. Se recomienda que vaya acompañado de un canal superior.

Los cortacorrientes o canales interceptores

Los cortacorrientes son canales transversales al talud, espaciados a intervalos para recolectar el agua de escorrentía y evitar la formación de corrientes a lo largo de la pendiente principal (Figura 10.12). La construcción de canaletas al través de un talud intercepta el agua e impide que su velocidad aumente y la lleve a un lugar seguro. Estos cortacorrientes deben estar protegidos contra la erosión utilizando revestimientos en sacos de suelo cemento o vegetación. Las aguas recolectadas por los cortacorrientes son llevadas a unos canales colectores localizados generalmente a un lado del talud. Los canales a mitad de talud deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse produzcan cárcavas de erosión localizadas.

Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud. Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a canales o graderías de

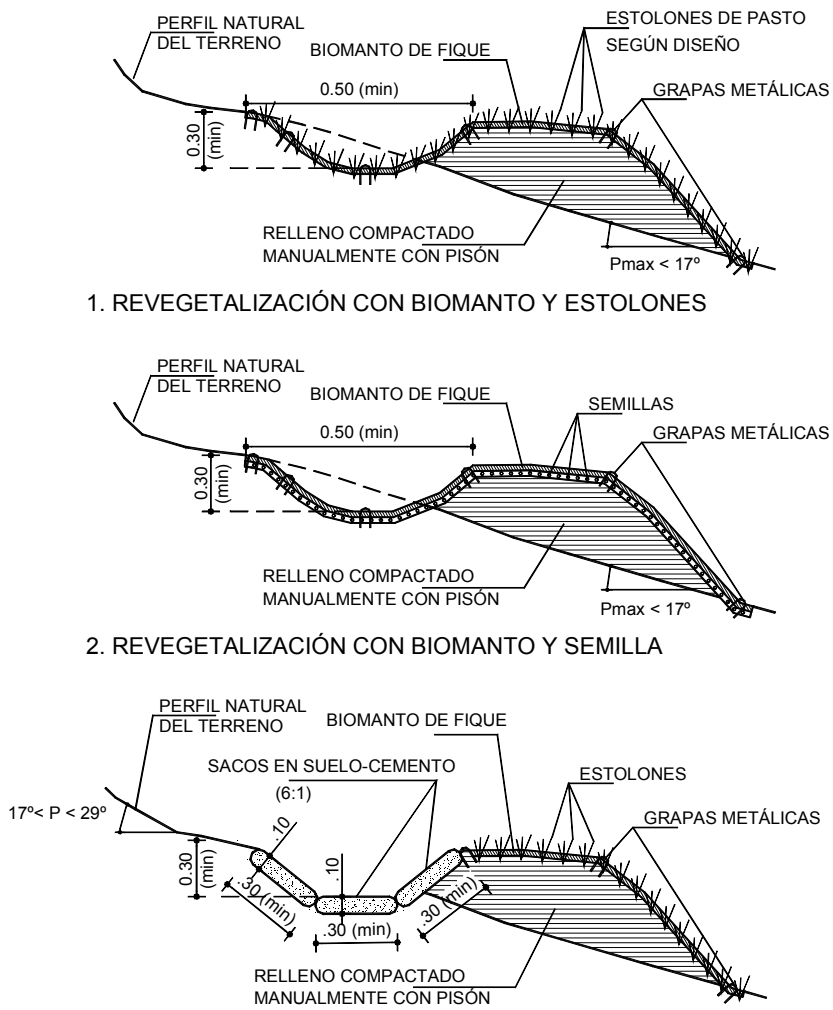


FIGURA 10.13 Cortacorrientes en corte relleno.

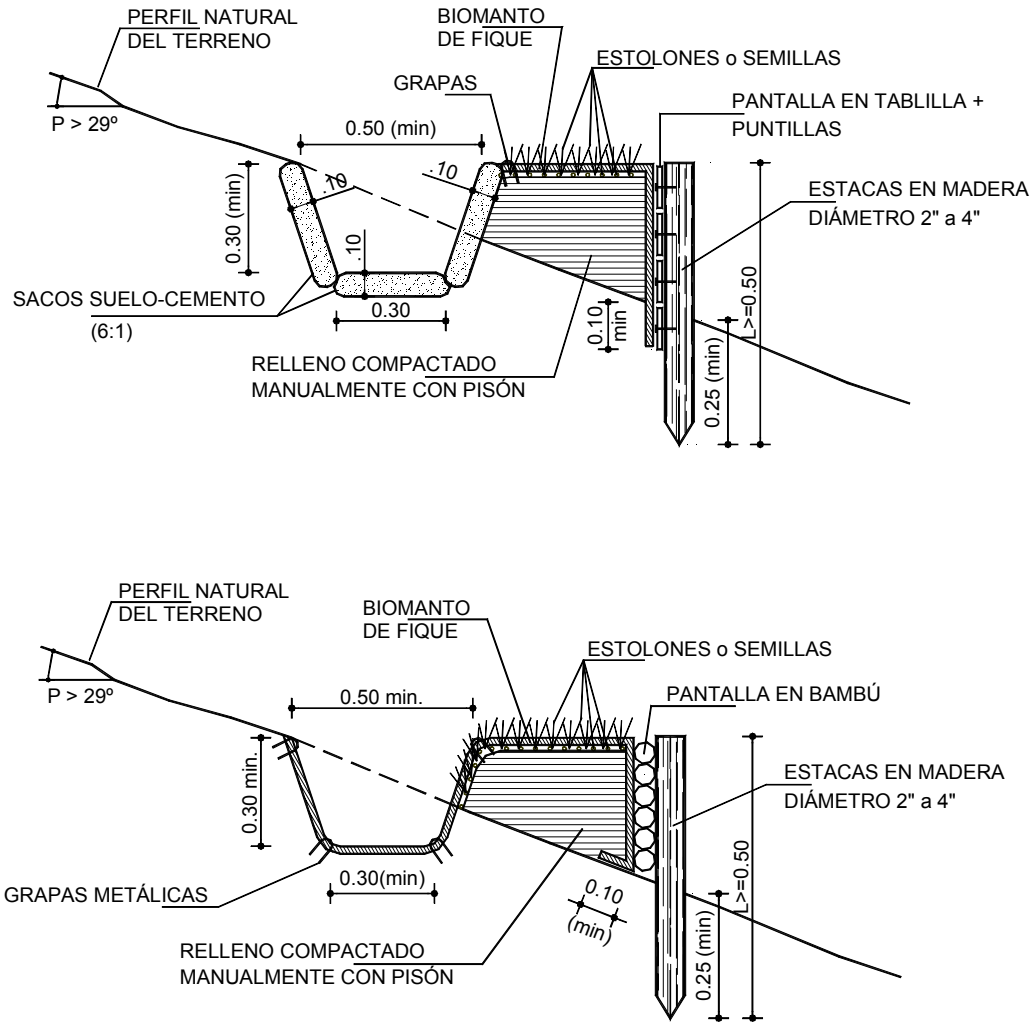


FIGURA 10.14 Cortacorrientes utilizando trinchos.

disipación de energía. Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobreancho de protección para los canales, en el caso de producirse deslizamientos de las coronas de los taludes resultantes.

Generalmente los canales en taludes se construyen en tamaños y configuración estándar. El ingeniero debe comprobar que este tamaño estándar es suficiente para cada caso en particular y si es necesario diseñar canales de mayor capacidad.

Recomendaciones para canales interceptores en taludes de carreteras (AASHTO, 1999)

La AASHTO recomienda tener en cuenta los siguientes criterios para el diseño y construcción de canales interceptores en taludes de carreteras:

- La sección del canal debe tener una capacidad mínima para conducir la escorrentía esperada de un aguacero con un periodo de retorno de diez años, con un borde libre de al menos 100 mm.
- En zonas de alto riesgo como taludes junto a escuelas, hospitales, etc., se recomienda trabajar con un periodo mínimo de retorno de 100 años.
- El canal puede tener forma parabólica, trapezoidal o en V .
- Los taludes laterales no deben tener pendientes mayores de 2 H : 1 V.
- El ancho mínimo es de 1.2 metros.
- Todo canal debe ser recubierto o revegetalizado.
- Deben eliminarse todas las irregularidades para garantizar un canal uniforme. Si se requieren rellenos estos deben ser compactados adecuadamente.

10.2.3 DISEÑO DE CANALES

En el diseño de canales se debe tener en cuenta los siguientes elementos:

a. Localización. Los canales deben localizarse en tal forma que intercepten la mayor cantidad de flujo y a suficiente distancia de los sitios críticos para evitar amenazas de movimientos del canal.

b. Alineamiento. Los canales deben construirse para permitir un paso suave del flujo. Deben evitarse los cambios fuertes de dirección o de gradiente.

c. Tamaño. El tamaño de los canales debe ser suficiente para conducir el caudal de agua de diseño, con un factor de seguridad adicional.

d. Revestimiento. Los canales deben revestirse con un material que pueda resistir las velocidades del agua.

Si el volumen de escorrentía es significativo, las cunetas deben diseñarse empleando los principios de la hidráulica y si el caudal es pequeño, generalmente se adoptan diseños estándar. Las cunetas pueden construirse en concreto simple o armado, o con elementos prefabricados debidamente sellados en el campo. Una práctica común es el uso de concreto lanzado, colocando previamente juntas premoldeadas. Recientemente se ha incrementado el uso de cunetas de medios tubos de concreto, gres, PVC o metal.

Diseño hidráulico

El diseño hidráulico de la cuneta debe proveer velocidades lo suficientemente altas para que no sedimenten (Pendientes de más del 4%) y limitando su velocidad a diez metros por segundo para que no produzcan abrasión de los materiales de la cuneta y deben diseñarse estructuras de disipación para evitar velocidades excesivas. Los cambios de dirección de la cuneta y estructuras de disipación conducen a que se incremente el área de la sección del flujo y éste detalle debe tenerse muy en cuenta en el diseño.

El gradiente mínimo de los canales es determinado por la velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/segundo para el flujo de periodo de retorno de 2 años.

El dimensionamiento del canal puede hacerse utilizando la fórmula de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg. y una rugosidad de 0.013. La pendiente mínima permitida es del 4% para impedir la sedimentación.

Para calcular la velocidad de flujo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V=\frac{1}{\eta}\left[R^{0.67}S^{0.5}\right]$$

Donde

V = Velocidad en m/seg.

η = Factor de rugosidad

R = Profundidad hidráulica media = $\frac{A}{p}$ en metros

S = Pendiente promedio del canal

La separación entre cunetas intermedias debe depender de la intensidad de la lluvia y la pendiente del terreno, así como de la erosionabilidad del suelo. Sin embargo, algunos códigos o manuales sugieren espaciamientos tipo. Por ejemplo, el Uniform Building Code (1991) especifica espaciamientos de diez metros y la Geotechnical Control Office (1984) de Hong Kong recomienda espaciamientos entre 5 y 8 metros.

Confluencia de canales

Las uniones de canales representan el problema más delicado en un sistema de drenaje. Ellos inevitablemente causan turbulencia, adicionado por la vulnerabilidad a ser bloqueado por cantos de material. Se recomienda en las uniones ampliar la sección de los canales para darles una mayor capacidad y contener la turbulencia.

Debe hacerse un diseño detallado de la confluencia de un canal a otro. En estos sitios se puede presentar el caso de flujo subcrítico o supercrítico.

En el caso de flujos subcríticos se calculan los perfiles de la superficie de agua en la unión, iniciando en un punto aguas abajo de la confluencia; balanceando la energía de cada uno de los flujos que llegan con la energía en la confluencia, se calcula la altura de flujo. En uniones con flujo supercrítico se puede presentar resalto hidráulico, generación de ondas y escape de la corriente por encima del canal. Se recomienda levantar en forma importante la altura de los canales en la vecindad de la unión y en una longitud considerable aguas abajo de la unión. Desafortunadamente no existen metodologías confiables para calcular la unión en flujos supercríticos. En el caso de curvas se requieren sobreelevaciones en el borde convexo del canal.

FOTOGRAFÍA 10.1 Conformación del talud previamente al establecimiento de la vegetación.

FOTOGRAFÍA 10.2 Talud conformado y vegetalizado.

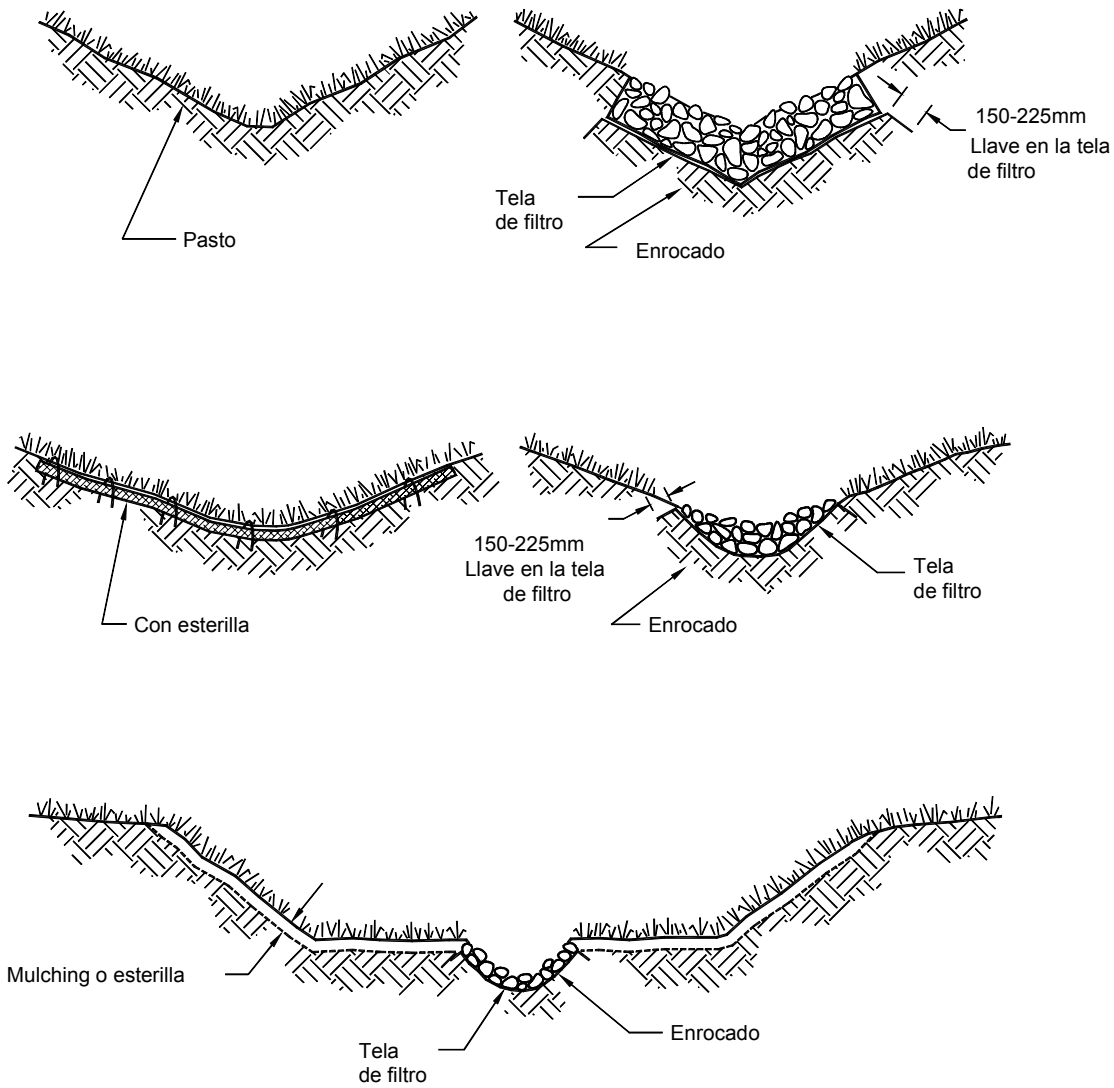


FIGURA 10.15 Vegetalización de canales (McCullah, 2001).

Cualquier cambio de dirección cambia el sistema de flujo, por lo tanto las curvas en los cambios de dirección para una velocidad de aproximadamente 2 m/seg., deben tener un radio no menor de tres veces el ancho del canal. Este radio debe incrementarse cuando la velocidad es mayor de 2 m/seg.

Revestimiento de canales en taludes

Las cunetas pueden revestirse utilizando los siguientes sistemas:

1. Concreto y mortero o suelo-cemento.
2. Asfalto
3. Fibra de vidrio con asfalto como ligante. Se extienden las fibras en una proporción de 100 a 200 g/m^2 y luego se cubren con asfalto 1.1 a 1.6 litros/m^2 (AASHTO 1999).
4. Vegetación (Utilizando un biomanto de protección). Los biomantos deben anclarse enterrándolos mínimo cada 15 metros de intervalo.
5. Enrocado pegado con mortero
6. Enrocado suelto (El tamaño de las piedras debe diseñarse de acuerdo a la velocidad del agua).

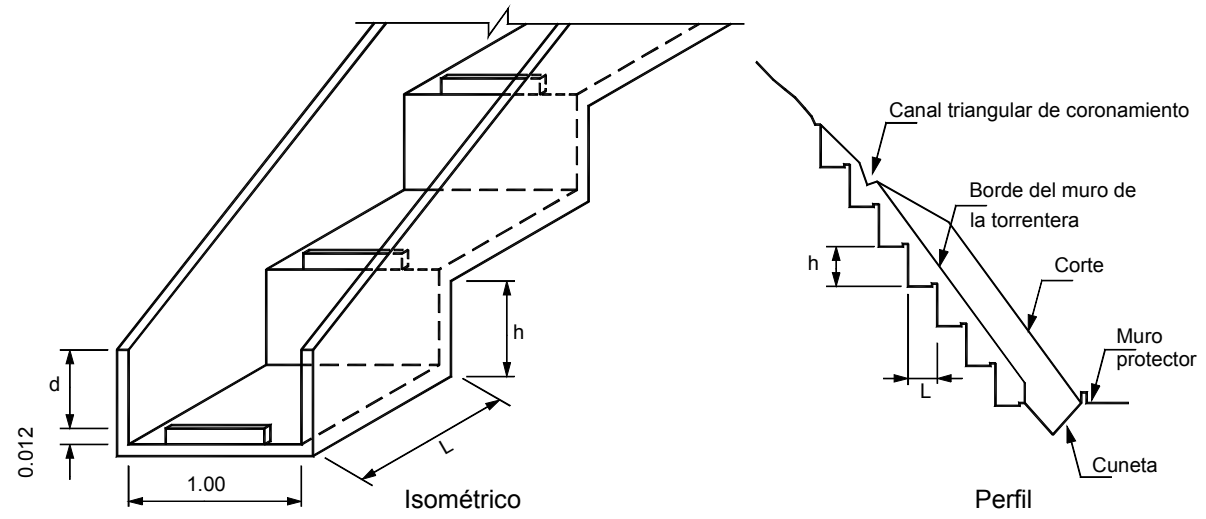


FIGURA 10.16 Torrentera en gradería.

10.2.4 CANALES COLECTORES Y DISIPADORES

El agua recogida por los canales e interceptores es entregada a canales de alta velocidad generalmente en la dirección del talud. Las alturas verdaderas de flujo son mayores que las calculadas por la ecuación de Manning por la presencia de aire atrapado.

Se presentan dos tipos diferentes de canales: El canal rápido y el canal en gradería.

El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada. A lo largo de las canaletas se recomienda colocar elementos que produzcan gran rugosidad para generar flujo amortiguado y minimizar la velocidad en su pie.

En modelos hidráulicos muy sencillos en el laboratorio se puede obtener el valor de rugosidad que se debe emplear de acuerdo a las características de la rugosidad. Generalmente se emplean gradas, bloques salientes de concreto o piedras enterradas en el concreto.

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo. En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada.

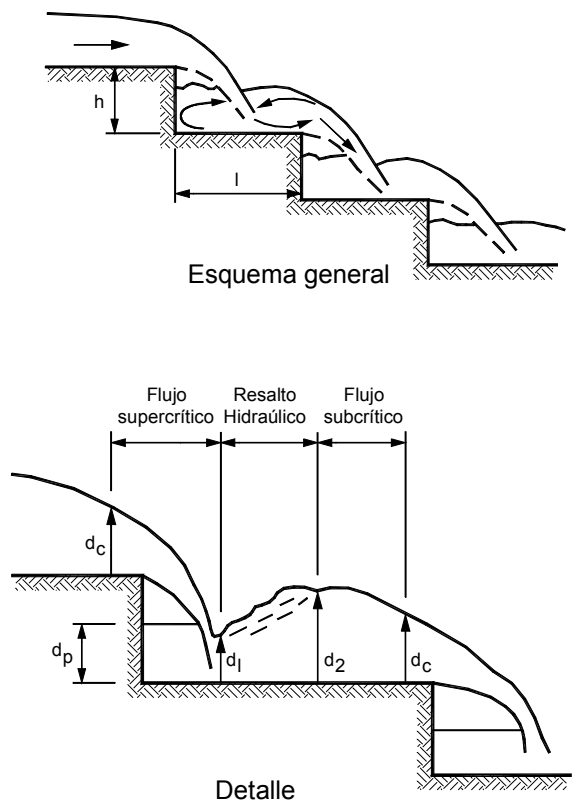


FIGURA 10.17 Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería (Mejía, 1999).

Estructuras en gradería

Son estructuras rápidas escalonadas las cuales están formadas por una serie de gradas o escalones dentro del canal (Figura 10.16). Este canal en gradas conduce el agua y al mismo tiempo se va disipando energía en cada uno de los escalones.

El régimen de flujo de las rápidas escalonadas depende de las características geométricas y el caudal manejado por la estructura. Pueden analizarse dos situaciones:

a. Régimen de flujo saltante

En este caso la disipación de energía se genera independientemente en cada escalón al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos (Figura 10.17) (Mejía, 1999).

b. Régimen de flujo rasante (Skimming)

Las gradas actúan como una rugosidad del canal donde se desarrollan vórtices y la disipación se obtiene en la formación de estas turbulencias en las gradas. Para el diseño de rápidas escalonadas Mejía (1999) recomienda seguir los siguientes pasos:

- Estimar el caudal de diseño
- Evaluar la geometría del canal (pendiente, altura y ancho)
- Seleccionar la altura óptima de los escalones para obtener el sistema de flujo deseado.
- Calcular las características hidráulicas del flujo.
- Diseño de la cresta.
- Calcular la altura de las paredes del canal considerando un borde libre de salpicaduras.

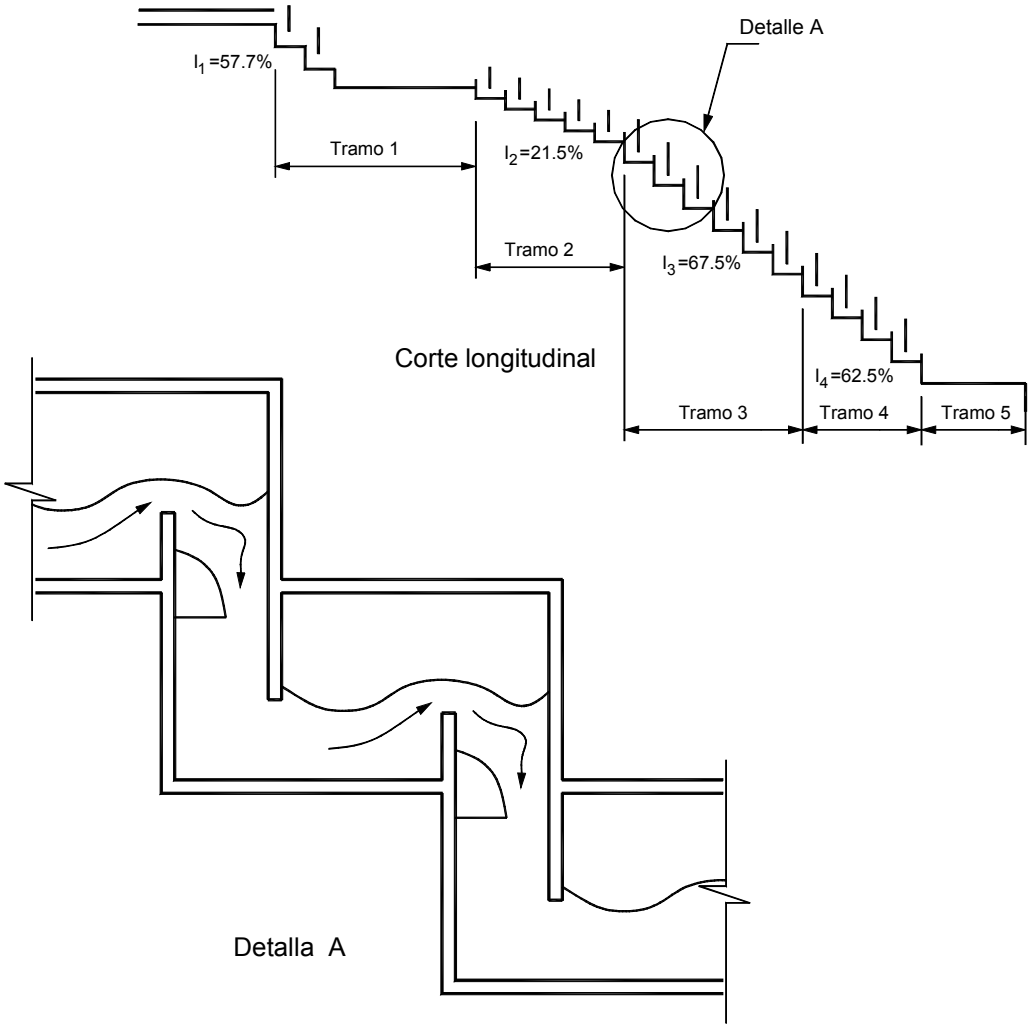


FIGURA 10.18 Sistema de vertimiento con vertedero y pantalla utilizada en Bucaramanga-Colombia.

De acuerdo a las necesidades de disipación y a las condiciones del flujo se pueden plantear elementos adicionales de disipación en las rápidas, así:

a. Bloques de concreto o salientes en la grada

Son elementos que bloquean el flujo y ayudan en el proceso de disipación.

b. Rápidas escalonadas con tapa

El sistema consiste en una rápida con una serie de tapas que interceptan los chorros de agua y facilitan la disipación.

c. Rápidas escalonadas con vertedero y pantalla

Se forza un resalto hidráulico en el escalón utilizando un levantamiento o contravertedero y se coloca una pantalla para recibir el golpe del flujo (Figura 10.18).

Canal con pantallas deflectoras

Consiste en un canal de sección rectangular y fondo liso dentro del cual se coloca una serie de obstáculos o pantallas deflectoras en ambas paredes del canal (Figura 10.19).

Para caudales pequeños el flujo es desviado lateralmente en forma consecutiva y en caudales altos los obstáculos actúan como grandes rugosidades que disipan energía en el fondo del canal.

Rápidas lisas con estructuras de disipación

Son canales de fondo liso que conducen el agua al pie del talud o a una cañada. En estos canales el agua adquiere grandes velocidades y se requiere la

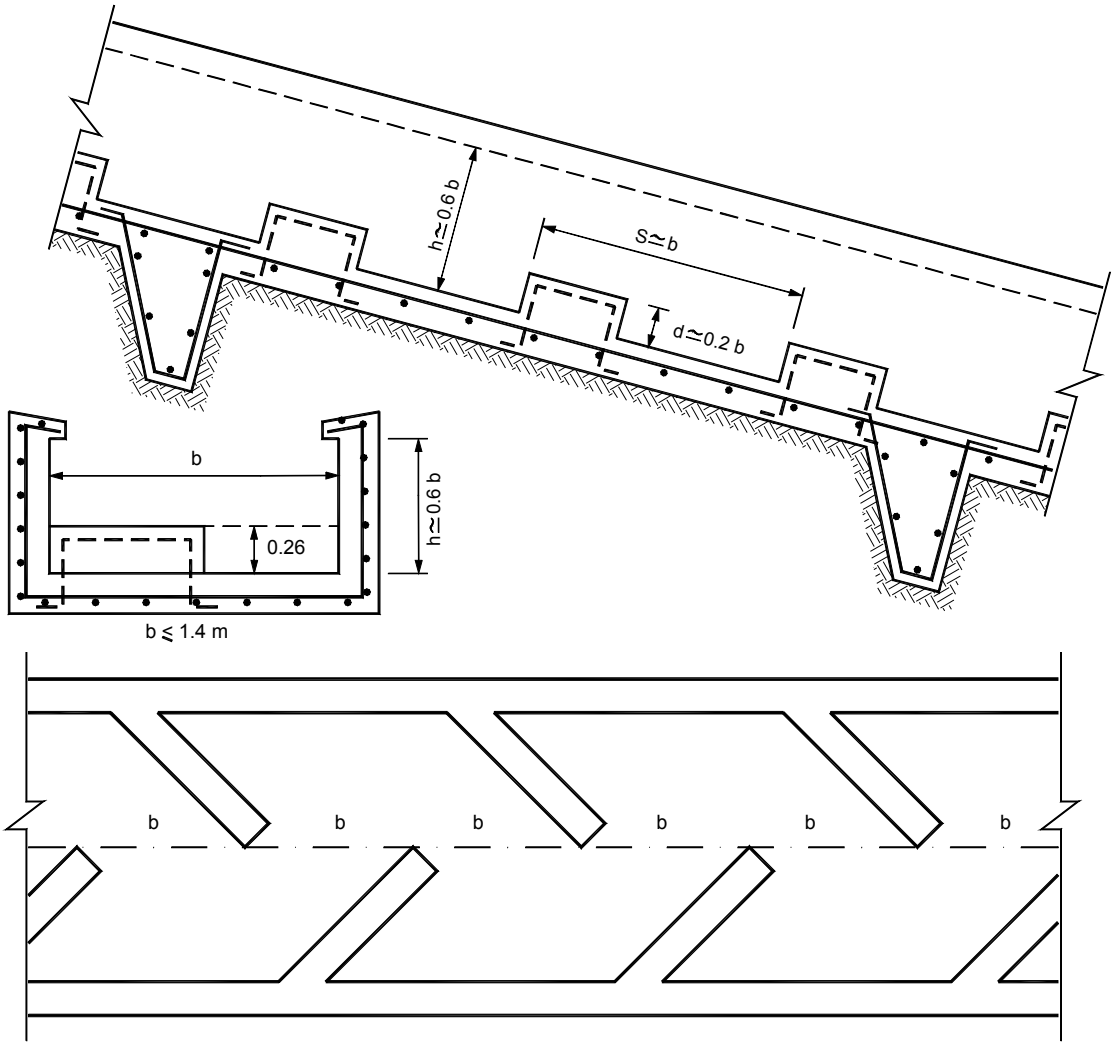


FIGURA 10.19 Canal disipador con pantallas deflectoras.

construcción de una estructura de disipación o tanque de amortiguación en el pie del talud. Las estructuras de disipación también se pueden construir en sitios a lo largo del canal, de acuerdo a las condiciones topográficas e hidráulicas del canal.

Disipador de caída libre

Consiste en un vertedero y contravertedero en los cuales se trata de producir un resalto hidráulico.

Existe además una gran cantidad de sistemas de disipación de energía en pozos de aquietamiento, algunos de los cuales se explican en el capítulo 13.

Protección de la entrega de canales en carreteras

La AASHTO(1999) recomienda que todas las entregas de canales en suelos susceptibles a la erosión sean protegidas de acuerdo a los siguientes criterios:

- En toda entrega deben construirse estructuras de transición para absorber el impacto inicial del flujo y reducir la velocidad a un nivel que no erosione las áreas receptoras del flujo (Figuras 10.20 y 10.21).

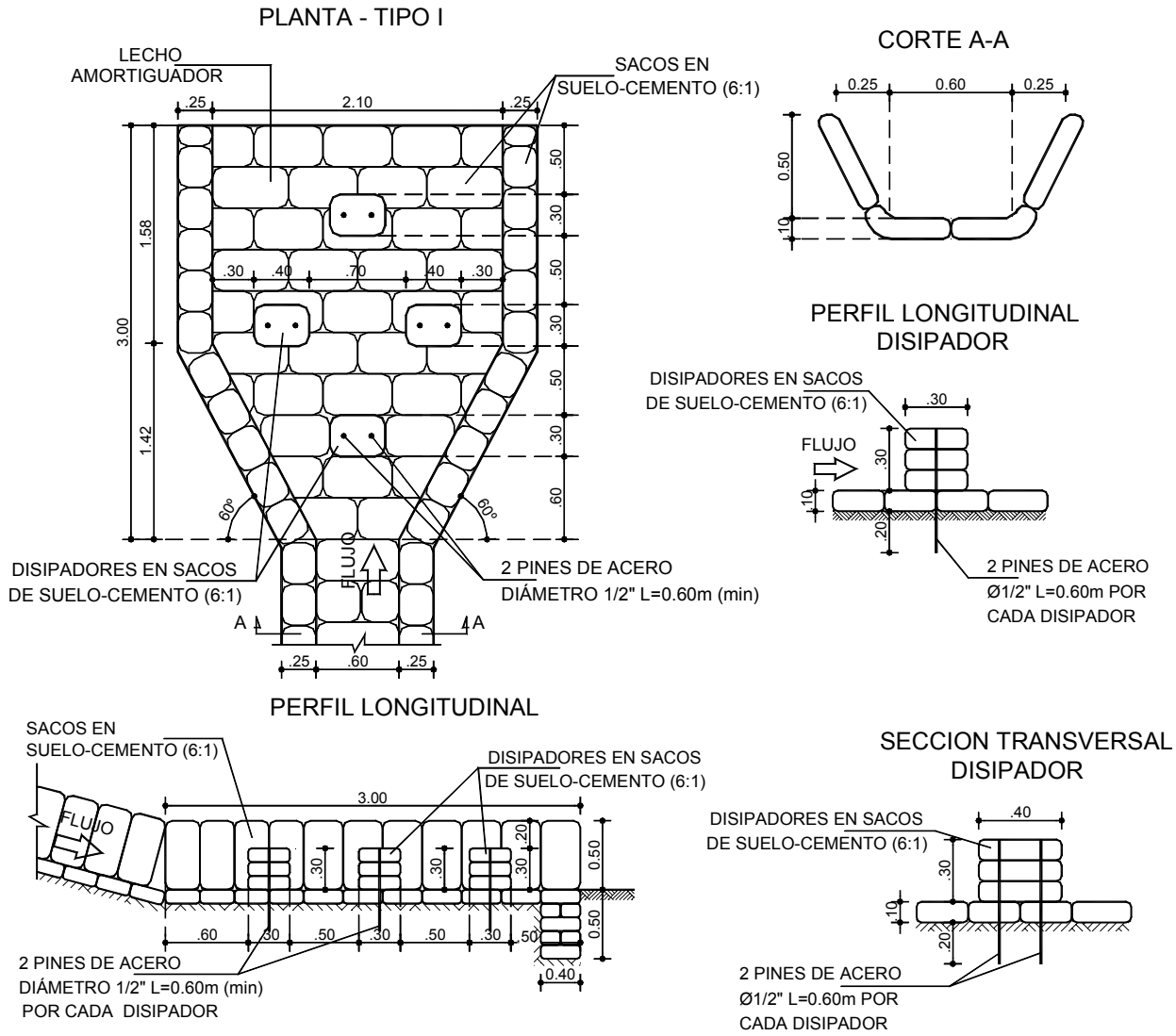


FIGURA 10.20 Protección y disipación de energía en entrega de canal en sacos de suelo cemento.

TABLA 10.4 Velocidades permisibles para áreas cubiertas con vegetación.

Pendiente	Vegetación	Velocidad permitida (m/seg)
0 a 5%	Pastos de raíz profunda	1.8
	Pastos de raíz poco profunda	1.2
5 a 10%	Pastos de raíz profunda	1.5
	Pastos de raíz poco profunda	0.9
Más del 10%	Pastos de raíz profunda	1.2
	Pastos de raíz poco profunda	0.9
En suelos erosionables estas velocidades deben disminuirse en un 25% (AASHTO, 1999).		

- Para velocidades bajas se recomienda construir un colchón protector recubierto en piedra o concreto. Estos colchones se construyen a una pendiente cero y con una longitud relacionada con el caudal y el nivel de agua.
- En todos los casos se debe limitar la velocidad, de acuerdo al tipo de suelo y protección (Tablas 10.4 y 10.5).

TABLA 10.5 Velocidades permisibles para suelos desnudos (AASHTO, 1999).

Tipo de suelo	Velocidad permisible (m/seg.)
Arena fina	0.8
Arena gruesa	0.9
Arena arcillosa	1.0
Grava fina	1.5
Arcilla dura	1.5
Grava gruesa	1.8
Lutitas y suelos cementados	1.8

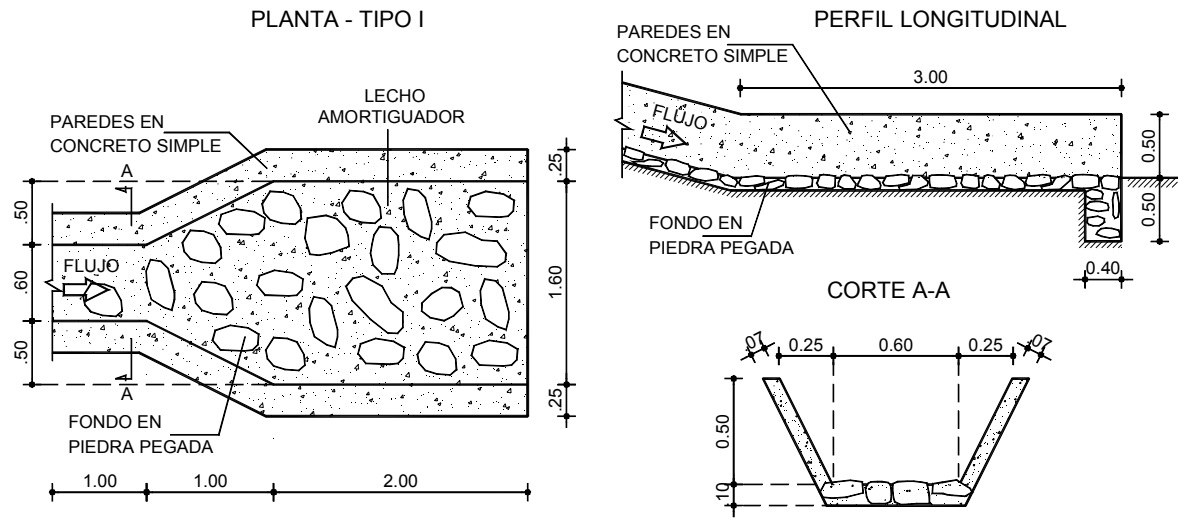


FIGURA 10.21 Protección de entrega de un canal en piedra pegada con mortero.

10.3 PROTECCIÓN DE LA SUPERFICIE DEL TALUD

Para la protección de la superficie del talud se emplea generalmente la vegetación pero en algunos casos se requiere la construcción de otro tipo de recubrimientos, especialmente cuando no es posible garantizar el establecimiento y mantenimiento de la cobertura vegetal. En el capítulo 11 se muestran los diferentes tipos de recubrimiento utilizados, y en el capítulo 9 los sistemas de protección utilizando vegetación.

Problemas para el establecimiento de vegetación

El establecimiento eficiente de vegetación requiere de una serie de condiciones ambientales que permitan su germinación y crecimiento.

Los principales problemas que dificultan la formación de una buena cobertura vegetal son los siguientes:

1. Acidez del suelo

Los suelos ácidos con pH menor de 5 dificultan el establecimiento de plantas. En estos casos se requiere implementar tratamientos químicos para mejorar la acidez, especialmente utilizando productos calcáreos.

2. Falta de humedad

En los climas áridos y semiáridos la humedad del suelo no es suficiente para que la vegetación pueda permanecer por largos períodos de tiempo y se requiere de riego permanente.

3. Pendientes excesivas en grandes alturas

Los taludes de muy alta pendiente y de gran altura no permiten el mantenimiento de la humedad y dificultan el establecimiento de la cobertura vegetal. Adicionalmente la pendiente alta produce inestabilidad del suelo subsuperficial y la vegetación fácilmente se desprende de la superficie inclinada.

4. Falta de nutrientes

En estos casos se requiere la colocación de nutrientes que faciliten un buen establecimiento de las plantas, estos nutrientes requieren de un reabastecimiento o mantenimiento a lo largo del tiempo.

5. Presencia de sal

En los taludes cerca al mar las plantas pueden morir por la presencia de sal.

En los casos en los cuales es muy difícil o no es posible el establecimiento de vegetación, se debe acudir a otro tipo de protección de la superficie.

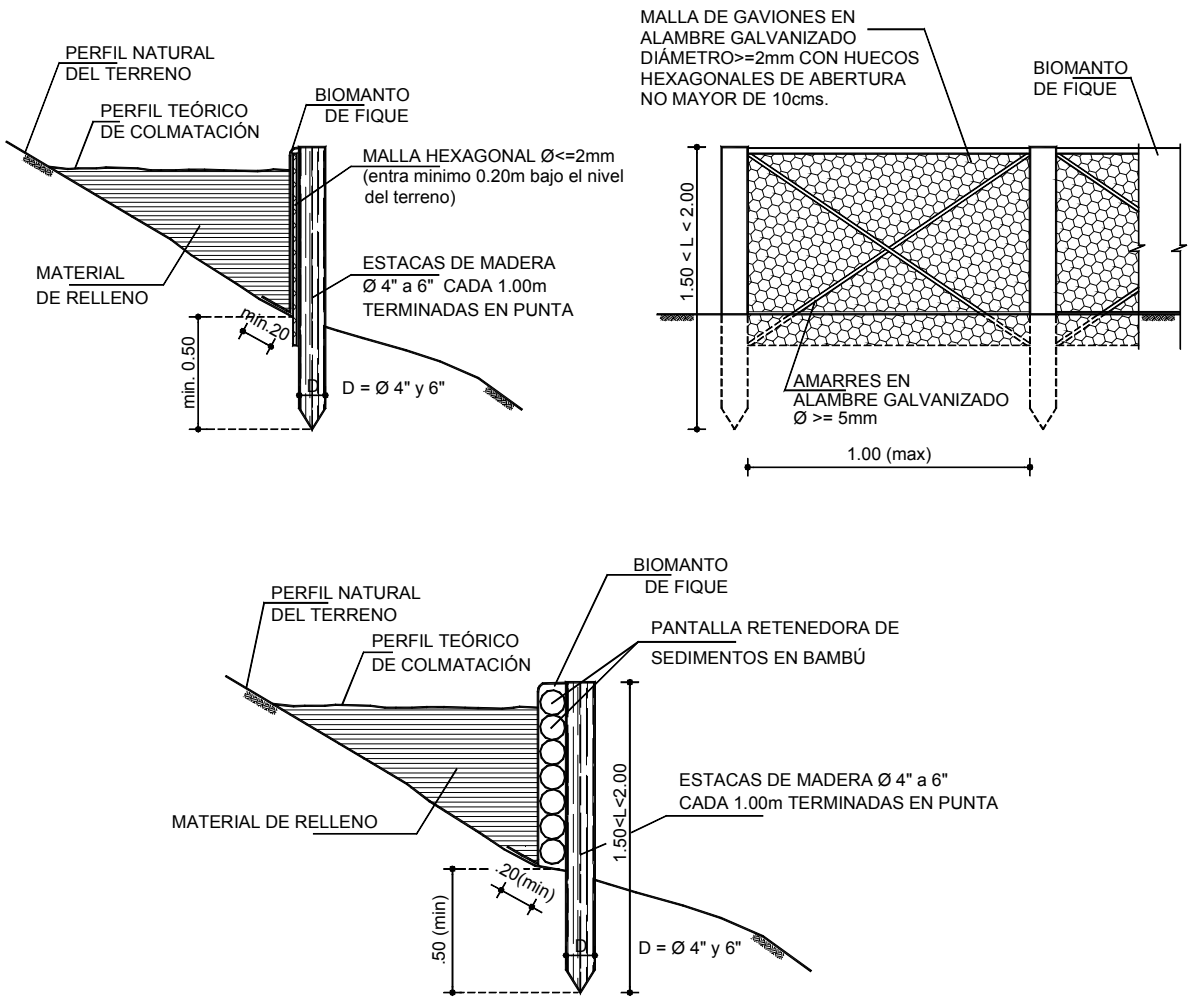


FIGURA 10.22 Bermas o trinchos con estacas y postes.

10.3.1 BARRERAS PARA EL CONTROL DE SURCOS Y CÁRCAVAS

Trinchos en taludes

Los trinchos son elementos horizontales generalmente de madera o bambú soportados por estacas que tienen por objeto impedir la profundización y formación de surcos y cárcavas en los taludes con concentraciones altas de agua de escorrentía (Figura 10.22), el trincho previene el movimiento de sedimentos de la superficie del talud. Los trinchos pueden ser totalmente enterrados o pueden sobresalir por encima de la superficie del talud. Las estacas deben enterrarse hasta una profundidad generalmente superior a 50 centímetros, el espaciamiento entre trinchos varía de acuerdo a las características del talud, pero es normal tener espaciamientos entre 1.5 y 3 metros. Para la construcción de los trinchos se pueden utilizar estacas vivas y puede sembrarse vegetación entre ellos.

Barreras de piedra o de fajinas

Para lograr la sedimentación en canales se pueden colocar barreras de piedra o de vegetación, las cuales permiten el paso del agua pero impiden el paso de sedimentos gruesos. Debe tenerse en cuenta la necesidad de retirar los sedimentos a medida que se van colmatando las pequeñas represas.

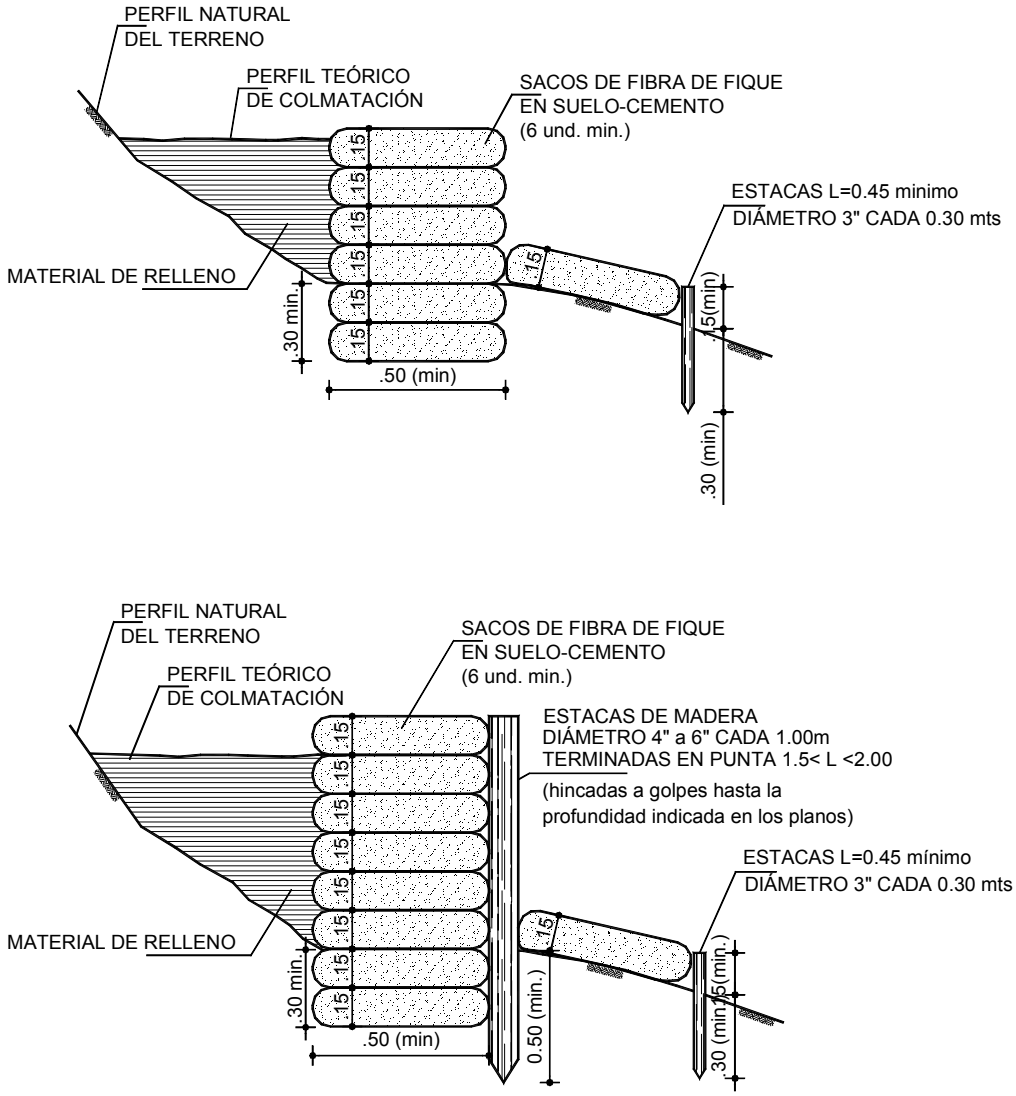


FIGURA 10.23 Bermas o trinchos en sacos de suelo cemento.

Barreras de rollos prefabricados de fibras orgánicas y/o sintéticas.

En el mercado internacional se ofrecen una gran variedad de rollos de fibra o "fajinas prefabricadas". Estos rollos son manufacturados con fibras orgánicas biodegradables envueltas en malla de fibras sintéticas u orgánicas. Su objetivo es utilizarlos como barreras para controlar la formación de surcos y cárcavas en el talud. Son materiales porosos, absorben agua y crean un ambiente favorable para el establecimiento de la vegetación. Se colocan a intervalos regulares para disminuir la longitud de los flujos libres de escorrentía a lo largo del talud y en las bermas para facilitar la transición de la pendiente.

Estos prefabricados orgánicos están diseñados para taludes con pendientes suaves (3 H : 1 V) y para distancias de flujo y caudales pequeños. Su propósito no es depositar sedimentos sino disminuir la velocidad del flujo del agua.

Recomendaciones para la colocación de fajinas prefabricadas

Para la instalación de las barreras de fibras se recomienda tener en cuenta las siguientes recomendaciones: (California RWQCB-SFBR, 1999)

- Conforme el talud finamente, si es necesario a mano, para remover desviaciones puntuales o remover grandes piedras o bloques que pueden impedir el contacto de la fajina con el suelo.
- Antes de instalar el rollo excave una zanja a lo largo de la línea de nivel de aproximadamente 100 mm de profundidad a lo largo de la ruta propuesta de instalación del rollo.
- Coloque las fajinas dentro de la zanja y coloque estacas a ambos lados del rollo a espaciamientos de 1.5 metros a lado y lado. Las estacas deben tener una longitud mínima de 60 centímetros. Asegúrese que se coloquen estacas cerca de las puntas de los rollos individuales.
- Cuando se coloquen dos rollos pegados, los rollos deben asegurarse a presión el uno contra el otro y en ningún momento traslaparse.
- Inspeccione los rollos en forma permanente y especialmente después de los eventos lluviosos y repare las fallas.

Barreras con geosintéticos (Silt Fences)

Son barreras verticales de geotextil apoyadas sobre postes hincados de poca altura. Su objetivo es filtrar el agua de escorrentía e impedir el paso de sedimentos de las obras en construcción. Generalmente se utilizan como obras provisionales para controlar los sedimentos durante la construcción.

Para la construcción de barreras con geosintéticos la AASHTO recomienda los siguientes criterios:

- Bajo ninguna circunstancia se permite la construcción de barreras con geosintéticos en canales de agua permanente o donde los flujos excedan un caudal de 0.028 m^3/seg.
- La vida útil de una barrera es aproximadamente cinco meses.
- La fibra de geosintéticos debe ser una tela porosa de polipropileno, nailon, poliéster o etileno que cumpla con los requisitos del FHWA para filtración y resistencia.
- Los postes para sostener las telas pueden ser de madera de 100 mm de diámetro o de hierro, con peso de 2 kg/m., con una longitud mínima de 1.5 metros.
- La altura libre de la barrera no debe exceder 0.9 metros.
- La tela debe ser continua y no se permiten uniones o traslapos.
- Los postes deben espaciarse máximo tres metros y deben enterrarse mínimo 0.6 metros.
- La zanja para enterrar al geotextil debe tener mínimo 200 mm de profundidad. Una vez colocada la tela debe rellenarse la zanja y compactarse adecuadamente.
- Cuando se utilizan telas estándar se debe colocar adicionalmente una malla y alambre para sostenerla.

Barreras de ramas

Son cúmulos de ramas que se colocan como retenedores de sedimentos. Estas barreras se colocan cerca del pie de los taludes en la construcción de carreteras (AASHTO 1999). Su altura es superior a un metro, y su ancho de 1.5 a 3 metros.

Para la construcción de barreras con ramas la AASHTO (1999) recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- Solamente se deben utilizar en áreas de baja velocidad de flujo.
- La altura mínima de la barrera es de un metro.
- El ancho mínimo de la barrera es de 1.5 metros.
- La barrera debe construirse con ramas y raíces de hierbas y juncos cortados para la construcción de la obra.

- Arriba de la barrera debe excavarse una zanja de mínimo 100 mm de profundidad.
- Encima de la barrera debe colocarse una tela de filtro, asegurada mediante ganchos.

Barreras de enrocado

Son diques de poca altura para la sedimentación de residuos de suelos de una obra transportados por las corrientes efímeras de agua.

Para la construcción de estas barreras de piedra se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

- Debe utilizarse piedra entre 50 y 75 mm de diámetro.
- El área de drenaje no debe exceder 4 hectáreas.
- La altura máxima de las presas no debe ser mayor de 0.6 metros.
- El centro de la presa debe estar por lo menos 15 mm por debajo de los bordes.

Diques sedimentadores

Los diques sedimentadores represan cantidades grandes de agua para sedimentar los materiales arrastrados por el agua y en suspensión. Se pueden construir del tamaño que se requiera de acuerdo al área de la cuenca y los caudales de agua. Pueden construirse en corte o en lleno.(AASHTO 1999).

El sistema consiste en una presa, un área para sedimentación y un sistema de vertedero controlado. Para el diseño y la construcción de diques sedimentadores se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios: (AASHTO 1999):

- La máxima área de drenaje recomendada es de 60 hectáreas.
- La capacidad de acumulación de la represa debe ser de mínimo 127 m^3. por hectárea de área de drenaje, medida por debajo del vertedero.
- Los sedimentos deben removerse de la represa cuando el volumen libre se ha reducido a 64 m^3 por hectárea de área de drenaje.
- En todos los casos no debe permitirse que el fondo del embalse esté por encima de un nivel de 0.6 metros por debajo de la cresta del vertedero.
- Si se desea una vida útil de más de 18 meses deben diseñarse como estructuras permanentes, siguiendo las metodologías de diseño de presas de tierra.
- La cresta de la presa debe tener un ancho mínimo de 2.5 metros y los taludes deben ser menores que 2H:1V, Para alturas de máximo 3.0 metros y 2.5H:1V para alturas hasta de 4.5 metros.
- Los vertederos deben diseñarse para un caudal de un periodo de retorno superior a 10 años, de acuerdo a los niveles de riesgo.
- Las velocidades máximas permitidas dependen del tipo de revestimiento y del sistema de vertedero utilizado.
- El relleno de la presa debe ser material de excelente calidad debidamente compactado.
- Previamente a la colocación del relleno de la presa debe limpiarse la zona de cimentación, retirando todos los materiales sueltos o con raíces.
- Los taludes deben revestirse para protección contra la erosión.
- Los taludes de la presa deben diseñarse en tal forma que la presa actúe como vertedero de emergencia sin sufrir daños importantes.

Mallas de alambre

En los taludes con bloques sueltos de roca que pueden caerse se acude con frecuencia a la colocación de mallas ancladas para sostener los bloques.

Para el diseño de mallas generalmente se acostumbra el siguiente procedimiento (Japan Road Association, 1984):

a. Determinar la sección del cable vertical para sostener el peso de la piedra de mayor tamaño.
b. Determinar la sección de los cables horizontales capaces de resistir el peso de las piedras que pueden caerse distribuyendo este peso a todo lo largo del cable entre dos puntos de anclaje.
c. Determinar el tipo y características de la malla capaz de resistir el peso de las piedras en las mismas condiciones del numeral b.
d. Calcular la resistencia y diseñar el anclaje asumiendo que toda la carga de cada cable es transmitida al ancla.

Barreras flexibles para retención de bloques

Estas barreras deben diseñarse para resistir el impacto de las piedras. La energía del bloque debe repartirse entre la energía absorbida por la malla, la absorbida por los cables y la absorbida por los postes de anclaje. Frecuentemente se combinan las mallas con una serie de elementos que absorben el impacto como son las llantas usadas o materiales de arena. Las energías y trayectorias de los bloques de roca son elementos esenciales para diseñar una estabilización y medidas de protección. Para este diseño existen algunos programas de Software de los cuales el más popular es desarrollado por el departamento de carreteras de Colorado (Wolcott 2001).

10.4 ESTABILIZACIÓN DE CÁRCAVAS

Las cárcavas se generan por la velocidad excesiva de corrientes concentradas. El control de la erosión en cárcavas incluye obras para el control de escorrentía, control del fondo de la cárcava y protección de la superficie del talud (Tabla 10.6)

TABLA 10.6 Obras para el control de erosión en cárcavas

Tipo de obra	Objetivo	Características
Estructuras para el control del fondo de la cárcava.	Impedir la profundización del canal de la cárcava.	Diques para control de pendiente o recubrimiento del fondo del canal.
Estructuras para la entrega de corrientes en el escarpe de la cárcava.	Disminuir la velocidad y turbulencia del agua en su paso por la cárcava.	Torrenteras y otras estructuras de entrega y/o estructuras de disipación en el pié del escarpe.
Protección o recuperación del área de la cárcava.	Aumentar la resistencia a la fuerza tractiva del suelo superficial.	Revestimiento con vegetación, o estructura de biotecnología.
Manejo de aguas de escorrentía.	Captación y desviación de las corrientes de agua.	Canales desviadores, cortacorrientes y estructuras de entrega y disipación.

10.5 CONTROL DE EROSIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES

La construcción de obras de ingeniería genera problemas graves de erosión y la producción de cantidades muy grandes de sedimentos. Al remover la vegetación para la construcción de las obras la superficie del terreno queda expuesta al golpeo de las gotas de lluvia y se producen fenómenos de erosión laminar, en surcos y en cárcavas como se indicó en los capítulos 1 y 2. Estos sedimentos son transportados por el agua de escorrentía hacia los cauces de agua ocasionando daños ecológicos enormes, especialmente a la fauna y flora de los cuerpos de agua. En los países desarrollados existe legislación muy estricta para obligar a los constructores a controlar tanto la erosión como los sedimentos(California RWQCB-SFBR 1999). En los países de América del sur los grupos ambientalistas están presionando por un control más estricto a esta fuente importante de contaminación, y se requiere mejorar tanto en la legislación como en el control.

Control de erosión en obras civiles en zonas tropicales

Los ambientes húmedos tropicales son particularmente vulnerables a cualquier alteración del medio ambiente. Existe una relación muy íntima entre los suelos y la vegetación. La remoción de la cobertura vegetal, así sea temporal genera un ciclo vicioso de degradación, el cual es muy difícil de romper.

El restablecimiento de la cobertura vegetal en zonas que han sido deforestadas presenta una serie de problemas especiales, debido especialmente a la falta de nutrientes que dificultan el establecimiento de la vegetación y a la gran intensidad de las lluvias que destruyen las obras de control de erosión antes de que se haya establecido totalmente la vegetación.

Para el manejo de obras de ingeniería civil en zonas tropicales se recomienda utilizar los siguientes criterios:

- No se debe remover la vegetación existente hasta el momento mismo de la construcción de la obra. Es irresponsable mantener expuesto el suelo durante períodos largos de tiempo.
- La vegetación es el mejor sistema de control de erosión en los trópicos. El control de sedimentos utilizando obras de ingeniería solamente no es eficiente para el control de la erosión. En todos los casos se requiere revegetalizar.
- Inmediatamente después de realizado el corte se debe fertilizar y sembrar utilizando sistemas efectivos de revegetalización (Ver capítulo 7).
- La revegetalización debe diseñarse utilizando especies nativas y limitando el uso de especies exóticas.

Plan maestro para el control de erosión en una obra

En la construcción de una obra donde se va a intervenir el suelo y la cobertura vegetal se debe diseñar un plan maestro para el control de la erosión.

La AASHTO recomienda seguir el siguiente procedimiento general:

a. Determinar los límites de las áreas a intervenir. Debe decidirse exactamente que áreas deben ser intervenidas para construir la obra. Debe darse especial atención a áreas críticas de erosión que por alguna razón deben ser intervenidas.

b. Dividir el área de la obra en áreas de drenaje. Determinar como va ser el paso de escorrentía por encima del lote y como puede controlarse la erosión y la sedimentación en cada pequeña zona de drenaje.

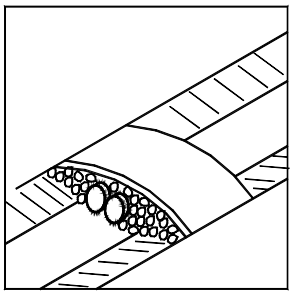
c. Seleccionar los sistemas que se van a utilizar, los cuales se clasifican en tres grandes categorías:

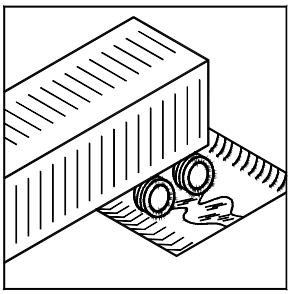
1. Control de la erosión

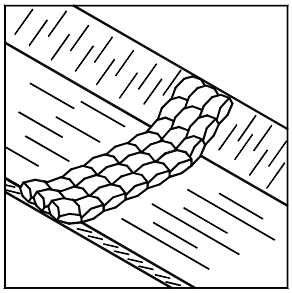
Practicas dirigidas a proteger la superficie del suelo y prevenir el desprendimiento de partículas por acción del agua y del viento.
Debe tenerse en cuenta que la vegetación es la mejor forma de control de erosión, sin embargo para su establecimiento se requieren prácticas adecuadas o revestimientos de protección.

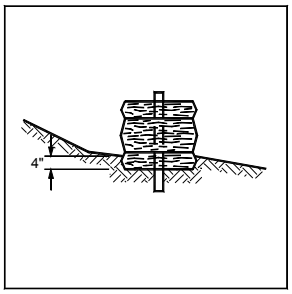
2. Control de sedimentos

Atrapar los sedimentos después de que han sido desprendidos por acción del agua y del viento. Son sistemas pasivos de sedimentación o filtración para evitar que los sedimentos producidos por la construcción lleguen a los cuerpos de agua (Figura 10.24).

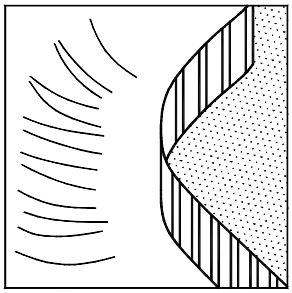

Pasos provisionales controlados sobre las cañadas

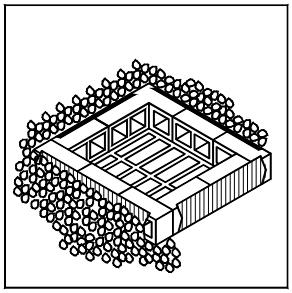

Lavallantas a la salida de la obra

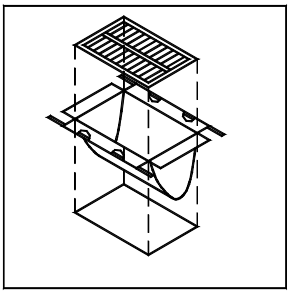

Bolsas de arena en las cañadas

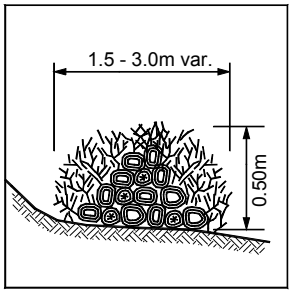


Barreras de paja


Barreras con geotextil


Grava y geotextil en los sumideros


Cubiertas permeables dentro de los sumideros



Barreras de ramas

FIGURA 10.24 Métodos para controlar los sedimentos en una obra en área urbana o suburbana.

Este tipo de obras deben seleccionarse, diseñarse y construirse adecuadamente.

3. Manejo adecuado de la obra

Este es tal vez el mejor sistema de control de erosión. La planeación de la secuencia de la construcción, el tiempo de exposición de las áreas a la lluvia, el mantenimiento y el control permanente son responsabilidades que deben asignarse a profesionales específicos dentro del grupo de trabajo, pero todos los profesionales y todos los obreros deben entender los procedimientos que se deben seguir para tener una obra sin problemas de erosión y sedimentación.

Normas generales de manejo

Se sugiere cumplir los siguientes lineamientos para mitigar el problema de erosión y sedimentación en las obras de ingeniería:

1. Corte los materiales de acuerdo al tipo de suelo y siguiendo las líneas de nivel de arriba hacia abajo, evitando taludes fuertes y deslizamientos.
2. Mantenga la vegetación en la mayor cantidad de área posible. No corte áreas que no se requiere intervenir.
3. Realice los cortes y llenos en temporadas secas (En Colombia los meses de Noviembre a Febrero).

TABLA 10.7 Control de erosión en construcciones civiles.

Actividad de control	Objetivos	Características
Preserve la vegetación existente.	Minimizar las áreas desnudas expuestas a la lluvia.	Elabore un cronograma de intervención. No corte hasta el momento en que realmente se requiere cortar. No realice toda la intervención al inicio de la obra. No intervenga la zona que no se va a construir. Guarde el suelo y la hierba del descapote para la resiembra.
Corte dejando gradas y rugosidades.	Disminuir la longitud de los taludes.	Construya zanjas y gradas en zonas intermedias de los cortes. Construya terrazas provisionales de control. Maneje las huellas de los equipos de oruga paralelamente a las líneas de nivel.
Revegetalice y proteja a medida que avanza la obra.	Disminuir el área y el tiempo de exposición a la lluvia y escorrentía.	Utilice sistemas de Mulching , biomantos o hidrosiembra. Vaya utilizando para resiembra el suelo vegetal y la hierba que debió salvar en el descapote. Utilice especies de rápida germinación y crecimiento y estacas vivas.
Proteja de la formación de nubes de polvo.	Disminuir la erosión por acción del viento.	Utilice agua permanentemente para mantener húmedas las áreas expuestas. Utilice compuestos como Cloruro de calcio, silicatos, sal, aceites vegetales, etc. (Ver capítulo 6 , productos para controlar el polvo).
Piscinas, lava-llantas en las porterías de acceso	Evitar que las llantas de los vehículos lleven sedimentos hacia fuera de la obra.	Piscinas en forma de batea, colocadas sobre la vía de acceso. Las llantas de los vehículos al pasar se lavan depositando los sedimentos. Deben limpiarse las piscinas todos los días para retirar los sedimentos depositados.
Estabilización de las superficies de carreteo.	Disminuir el polvo y evitar erosión por el tránsito.	Cubrir con material de subbase y base granular permanentemente las zonas de carreteo para impedir que los vehículos recojan barro y sedimentos.
Drenajes temporales en los taludes.	Evitar la formación de cárcavas.	Son mangueras flexibles o rígidas provisionales, que se colocan en los sitios de concentración de flujos, para conducir las aguas de arriba a abajo de los taludes, antes de que se construyan los drenajes definitivos..
Barreras de geotextil	Son cercas enterradas de geotextil para atrapar los sedimentos	En todos los sitios de salida de agua escorrentía de la obra se construyen cercas de geotextil soportadas por estacas, las cuales filtran el agua y detienen un porcentaje importante de sedimentos.
Obras diversas de atrape de sedimentos.	Sedimentar o filtrar los sedimentos antes de que el agua salga de la obra.	Barreras de piedra, barreras de ramas, barreras de bolsas de polipropileno llenas de grava y sistemas patentados de atrape de sedimentos.

4. Minimice la longitud de los taludes construyendo bermas intermedias para controlar la velocidad del agua de escorrentía.
5. Después de cortar vaya revegetalizando inmediatamente o colocando capas de protección de la superficie del terreno (Mulching). No deje áreas expuestas por más de 48 horas.
6. Construya zanjas de desvío de las aguas de escorrentía para alejarlas de las zonas expuestas.
7. Si hay sitios de concentración de agua a velocidades o turbulencias altas construya estructuras de disipación de energía.
8. Construya canales protegidos dentro de la obra para manejas las aguas concentradas.
9. Atrape los sedimentos utilizando piscinas o barreras antes de que salgan de la obra.
10. Inspeccione permanentemente la obra para tomar medidas de prevención y control.

Control de erosión durante la construcción de carreteras

Para la construcción de carreteras la AASHTO (1999) recomienda tener en cuenta los siguientes criterios específicos:

- Se debe colocar una cobertura definitiva para proteger las superficies expuestas de los taludes, dentro de los 15 días siguientes después de que se llegó a la cota definitiva en cualquier sitio del talud.
- Los depósitos de material deben recubrirse con membranas para evitar su erosión y alrededor de ellos deben colocarse trampas para prevenir el transporte de sedimentos.
- Debe colocarse vegetación permanente en todas las áreas denudadas.

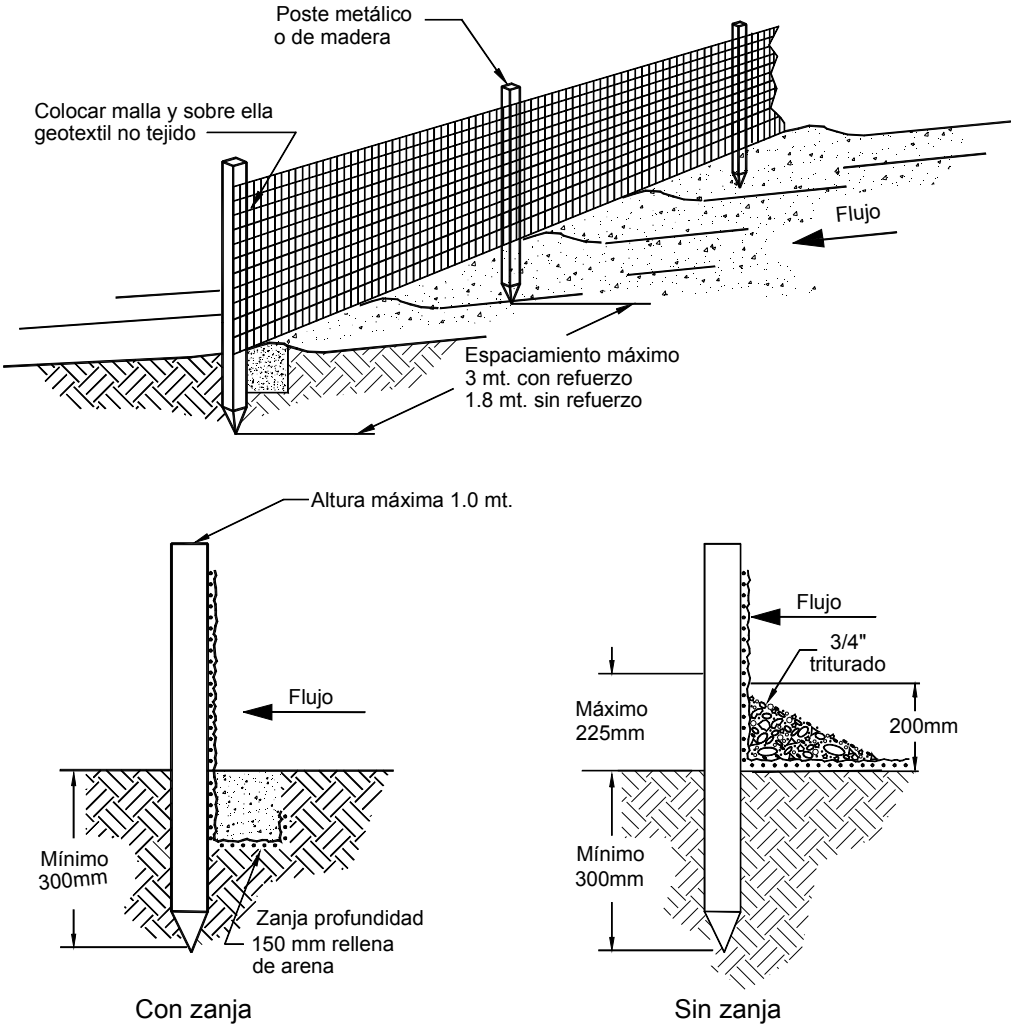


FIGURA 10.25 Barrera – filtro para sedimentos en la construcción de una obra (McCullah, 2001).

FOTOGRAFÍA 10.3 Manejo de aguas de escorrentía utilizando elementos prefabricados de concreto.

FOTOGRAFÍA 10.4 Barreras internas en zanjas de oleoductos enterrados

- Las áreas adyacentes a los sitios de obra deben protegerse utilizando barreras para sedimentos. Estas barreras deben construirse antes de iniciar los movimientos de tierra.
- Deben construirse ductos provisionales para llevar las aguas de las partes altas a las bajas. No debe permitirse el movimiento de flujos concentrados sobre los taludes no protegidos.
- Deben desviarse del sitio de obra todos los drenajes de áreas superiores a dos hectáreas, utilizando canales provisionales o permanentes.
- Si la zona intervenida cubre áreas muy grandes, deben construirse diques para el control de sedimentos, debidamente diseñados.
- No debe permitirse el cruce de vehículos directamente sobre las cañadas o corrientes de agua. Se recomienda la colocación de puentes provisionales.

Control de erosión en construcción de redes eléctricas

En el diseño y construcción de redes eléctricas se recomienda tener en cuenta las siguientes recomendaciones específicas (Cook y Hollifield, 1998):

- Diseñar la ruta para disminuir a un mínimo la DEFORESTACIÓN.
- Construir caminos de acceso por zonas con la mínima intervención posible del medio natural.
- Colocar grava sobre los caminos de acceso para disminuir la erosión.
- Construir puentes provisionales para el paso de los caminos de acceso sobre cañadas. Utilizar puentes desarmables portátiles.
- No cortar la vegetación sobre el derecho de vía, donde no sea estrictamente necesario (Figura 10.26). En lo posible cortar la vegetación solamente en los sitios de torre.
- Mantener siempre los arbustos y hierbas.
- No utilizar equipos pesados. Las licencias ambientales deben limitar el tamaño de los equipos a utilizar.
- Revegetalizar todos los sitios de torre.
- Colocar rápidamente la cimentación y la estructura para disminuir el tiempo de exposición del suelo desnudo a la lluvia.
- Una vez construidas las torres revegetalizar los caminos de acceso.

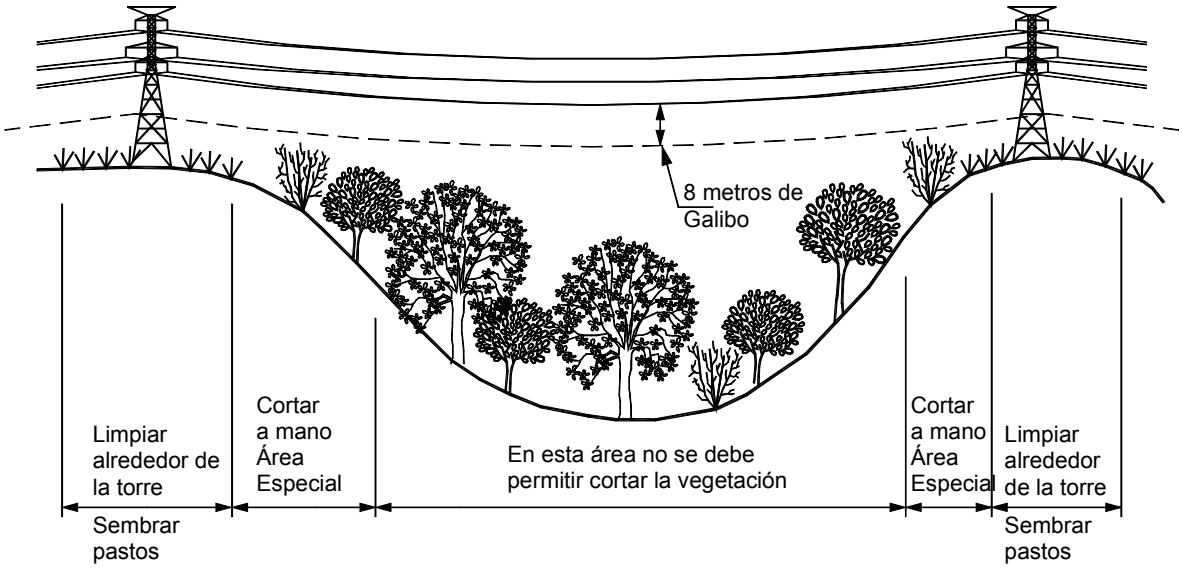


FIGURA 10.26 Sistema para la conservación de la vegetación en la construcción de líneas de conducción eléctrica (Cook y Hollifield, 1998).

10.6 PROTECCIÓN DE LOS TALUDES DE LAS CARRETERAS

La construcción de las vías de comunicación terrestre requieren de grandes cortes y grandes terraplenes con modificaciones sustanciales de la topografía y la eliminación de la cobertura vegetal protectora natural. Las carreteras son las obras de ingeniería que producen mayores volúmenes de erosión y de sedimentos.

Se requiere tomar una serie de medidas de control de erosión durante la construcción de la vía y diseñar y construir obras permanentes para al control de la erosión durante la vida útil de la vía (Transportation Research Board 1980) (Tabla 10.8).

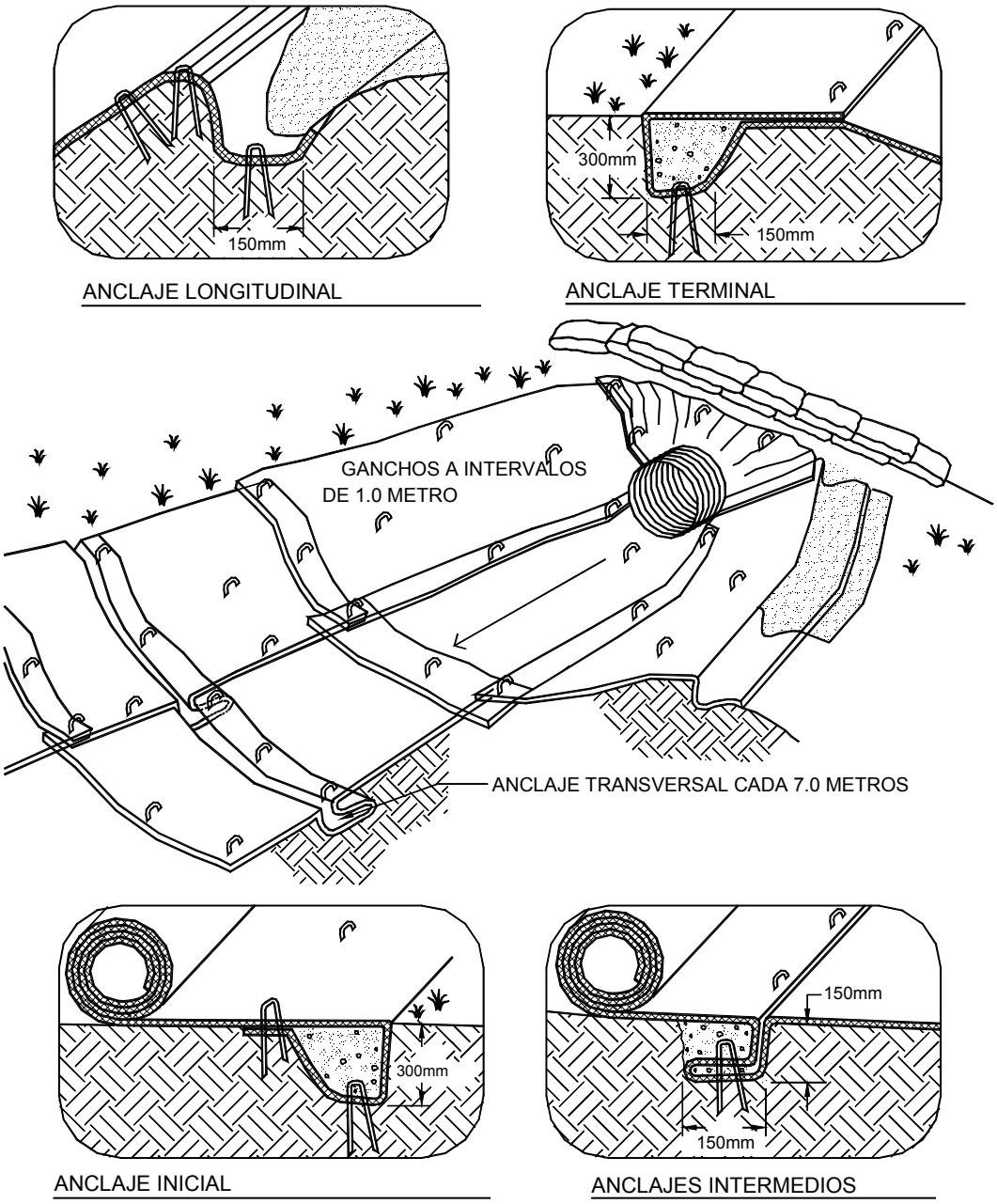


FIGURA 10.27 Protección de un canal a la entrega de una alcantarilla, utilizando un manto o esterilla (McCullah, 2001).

TABLA 10.8 Obras permanentes para el control de erosión en vías terrestres.

Tipo de obra	Objetivos	Características
Conformación de taludes en corte.	Disminuir la amenaza de deslizamientos de tierra y erosión.	Pendientes estables para movimientos en masa y para erosión en surcos y cárcavas. Debe complementarse con el control de aguas y la protección de la superficie de los taludes.
Conformación de terraplenes.	Disminuir la amenaza de hundimientos, falla de la banca y erosión.	Taludes estables de acuerdo a la calidad del material de suelo, contactos estables entre el lleno y la fundación, cimentación y subdrenajes que garanticen la estabilidad.
Bermas y gradas en los taludes	Controlar la erosión en surcos y cárcavas y mejorar la estabilidad a deslizamiento, tanto en los cortes como en los terraplenes	Construcción de gradas a bermas que garanticen velocidades aceptables de las aguas de escorrentía sobre el talud. El ancho y pendiente de las bermas deben ser suficientes para captar y conducir el agua a un sitio seguro.
Desvío de aguas arriba de los taludes.	Disminuir la escorrentía sobre el talud para evitar la formación de cárcavas y disminuir la infiltración.	Zanjas de buena capacidad y pendiente revestidas, localizadas a una distancia arriba de la corona que garantice su propia estabilidad.
Control de aguas dentro de los taludes.	Evitar la formación de surcos y cárcavas.	Cunetas, cortacorrientes, o estructuras para interceptar las aguas y/o disminuir la velocidad del flujo.
Cunetas en la vía	Controlar las aguas en la vía y evitar la infiltración y la erosión	Cunetas revestidas de capacidad suficiente para captar y conducir las aguas de escorrentía provenientes del talud y de la vía.
Bordillos	Controlar la erosión	Estructuras junto a la cuneta o la vía para evitar que las aguas se escapen y corran sobre los taludes.
Lavaderos	Conducir las aguas recolectadas por las cunetas y evitar la erosión.	Estructuras en forma de canal, la dirección de la pendiente del talud que conduzcan las aguas a estructuras de disipación de energía.
Estructuras de disipación de energía.	Conducir las aguas recolectadas y disipar su energía	Canales rugosos, graderías o cámaras de caída que disipen la energía del agua.
Control de la pendiente de los cauces.	Disminuir la erosión en los cauces o cañadas que atraviesan la vía.	Trinchos o estructuras de control de fondo de los cauces que permitan garantizar una pendiente estable.
Protección de la superficie de los taludes y vegetación	Controlar la erosión en surcos y cárcavas.	Revegetalización de la superficie de los taludes, surcos de vegetación o recubrimientos duros y blandos.
Estructuras colectoras y Alcantarillas.	Recolectar las aguas controlando la erosión.	Estructuras hidráulicamente diseñadas y convenientemente localizadas en tal forma que no se generen problemas graves de erosión.
Estructuras en el pie de las alcantarillas.	Evitar la formación de cárcavas en las entregas de las alcantarillas.	Revestimientos y estructuras de disipación aguas abajo de las alcantarillas, diseñadas en tal forma que se evite totalmente la formación de cárcavas de erosión.
Manejo de los sitios de Puentes.	Construcción de puentes en tal forma que no se produzca erosión ni sedimentación.	Localización adecuada de los puentes, luz suficiente, contracción mínima del cauce y estructuras de manejo de las aguas que eviten la socavación y no produzcan daños irreparables en la morfología del río.
Compactación adecuada de llenos	Control de la erosión y garantía de calidad de la calzada de la vía.	Compactación en capas sobre superficies planas con materiales de buena calidad que garantice el buen comportamiento del terraplén.
Subdrenes	Control de erosión y calidad de la calzada de la vía	Manejo de las aguas infiltradas y aguas subterráneas en tal forma que se garantice la estabilidad de la calzada, de los pavimentos y los taludes.

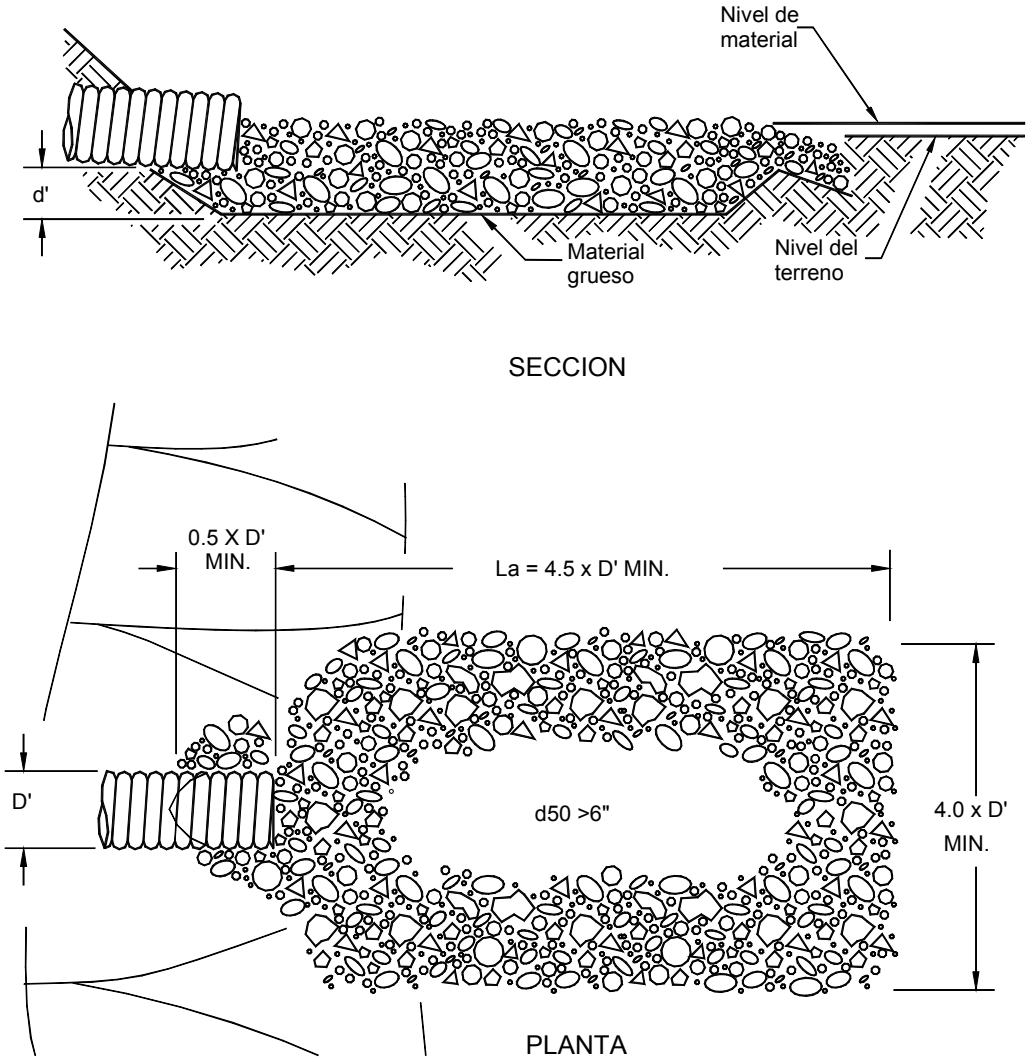


FIGURA 10.28 Protección con enrocado en la entrega de una alcantarilla o canal (McCullah, 2001).

Alcantarillas y box coulverts

Una alcantarilla tiene por objeto conducir el agua de un sitio a otro. El caso más común es el del paso del agua a través de una vía. Las alcantarillas deben tener suficiente capacidad para transportar el agua esperada y suficiente resistencia para soportar las cargas de trafico, cargas muertas, etc.

Es importante para toda alcantarilla determinar el área de drenaje con mucho cuidado para poder calcular los caudales máximos recogidos. Igualmente se debe analizar el uso de la tierra en el área de drenaje.

Generalmente las alcantarillas se construyen en el sitio donde existían cañadas o corrientes no permanentes de agua. En estos casos la alcantarilla debe diseñarse para que tengan una mayor capacidad de transporte de sedimentos que la corriente misma, con el objeto de impedir sedimentación dentro de la alcantarilla.

La alcantarilla debe diseñarse como canal abierto y no debe permitirse que trabaje a presión. Dentro de la alcantarilla no debe existir un cambio de pendiente mayor a menor para impedir sedimentación.

Diseño de alcantarillas

Las alcantarillas y box coulvert se diseñan para que tengan la sección suficiente para el paso del caudal de diseño sin causar daño a los terraplenes o al suelo contiguo. En la practica, según el TRRL (1992) esto se logra limitando la altura de la inundación en el lado aguas arriba de la alcantarilla. El área requerida de alcantarilla es el área requerida para permitir un flujo

que mantenga la cabeza de agua, aguas arriba del box por debajo del nivel crítico. La cabeza aguas abajo se toma como el nivel de la creciente antes de construir el terraplén o la parte superior de la alcantarilla, el valor más alto entre los dos (TRRL, 1992).

La cabeza de operación H se define como $h_u - h_d$.

Donde h_u es la cabeza aguas arriba y h_d es la cabeza aguas abajo.

La cabeza H es igual a la suma de las perdidas de cabeza en la alcantarilla.

$$H = h_e + h_f + h_o$$

Donde h_e es la pérdida en la entrada, h_f es la pérdida por fricción y h_o es la perdida en la salida.

Estas perdidas se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$h_e = k_e \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_o = k_o \cdot \frac{V^2}{2g}$$

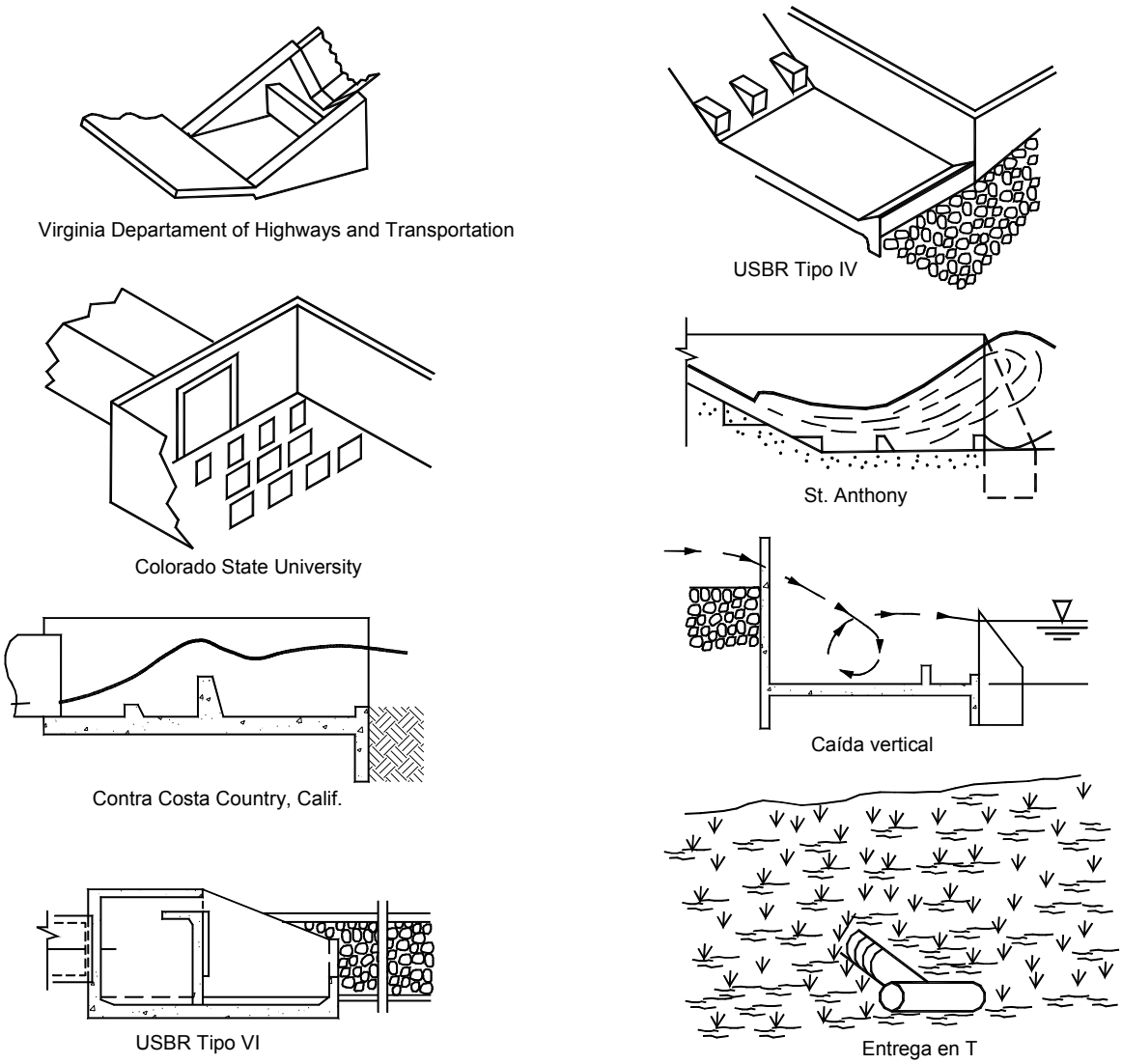


FIGURA 10.29 Alternativas de disipadores de energía en entregas de alcantarillas (North Carolina Erosion Control Manual).

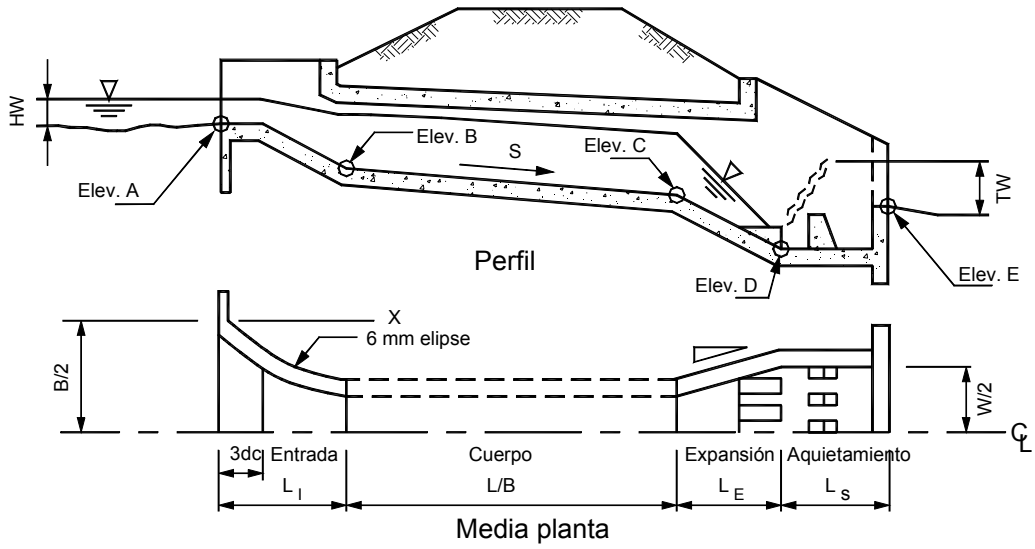


FIGURA 10.30 Dimensiones a diseñar para la disipación de energía en un box coulvert (AASHTO, 1999).

$$h_f = f.\frac{L}{D}.\frac{V^2}{2g}$$

Donde:

V = Velocidad de flujo (m/seg.)
g = Aceleración de la gravedad (m/seg^2)
D = Diámetro interno de la alcantarilla (m)

Para box coulvert de concreto se puede asumir los siguientes valores;

K_e = 0.15
f = 0.016
K_o = 1.0 (para todo tipo de alcantarilla)

Para alcantarillas metálicas corrugadas

K_e = 0.9 y f = 0.075

Protección de entregas de alcantarillas

Se deben diseñar y construir mantos protectores y estructuras de control para la protección de la salida y entradas de alcantarillas para prevenir la erosión.

Fletcher y Grace(1974) recomiendan construir un canal revestido con taludes laterales 2H : 1V y longitud 5 veces la altura del box. Al final del canal se debe enterrar el revestimiento

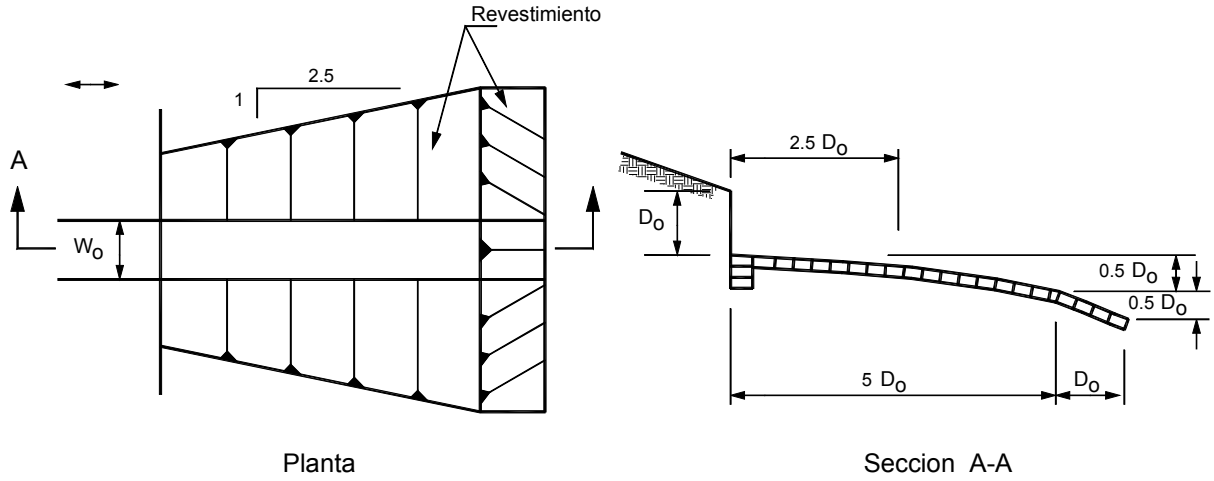


FIGURA 10.31 Canal revestido debajo de box coulverts de acuerdo a recomendación de Fletcher y Grace (1974).

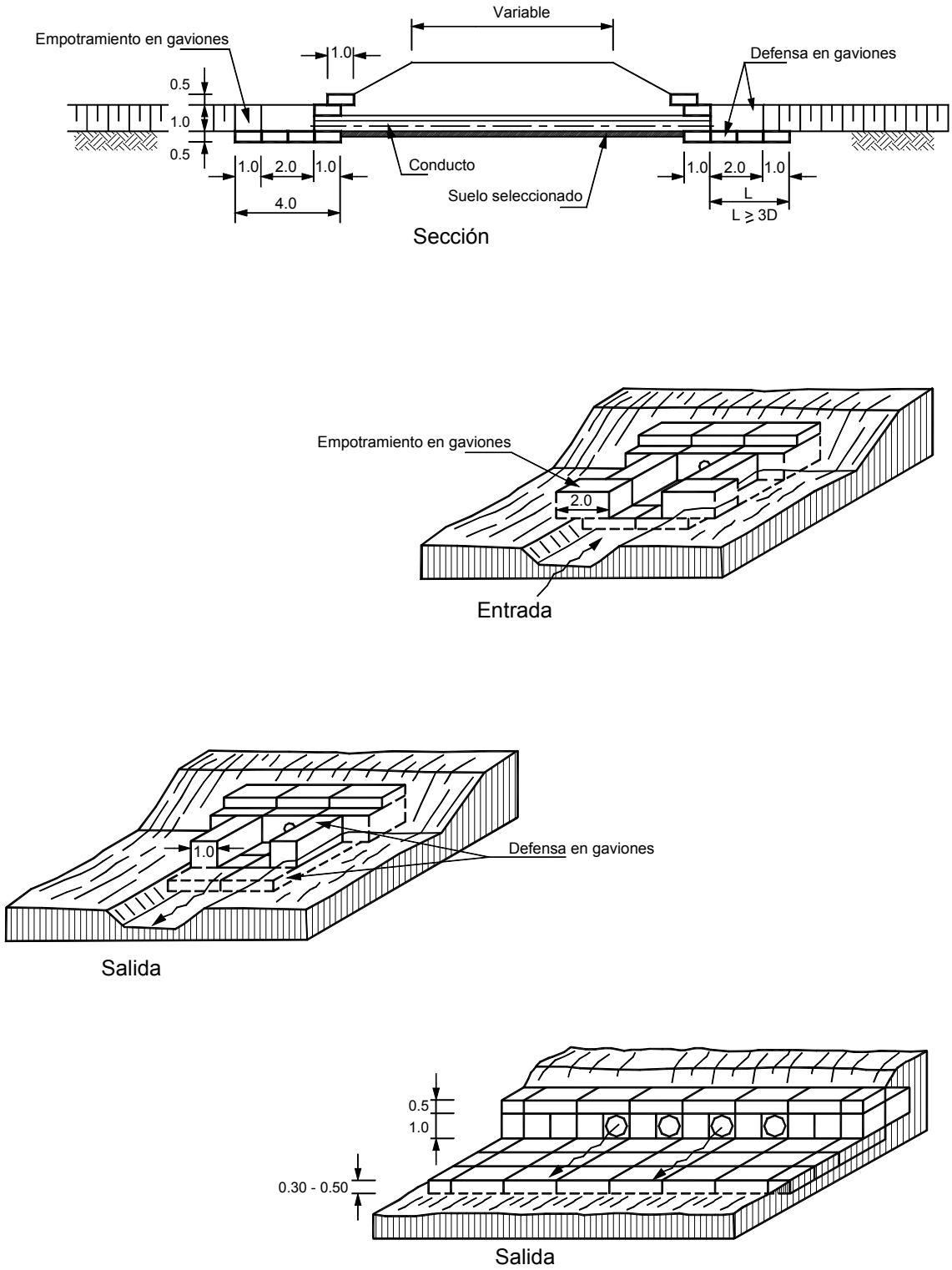
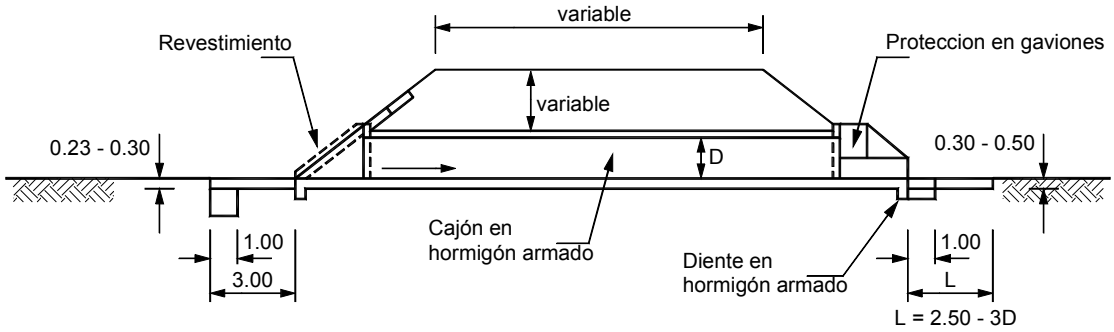
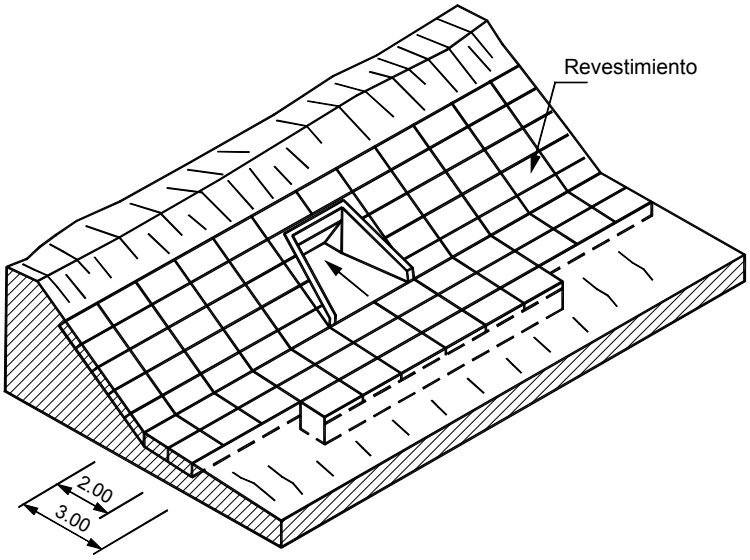


FIGURA 10.32 Protección en gaviones para alcantarillas en tubería.





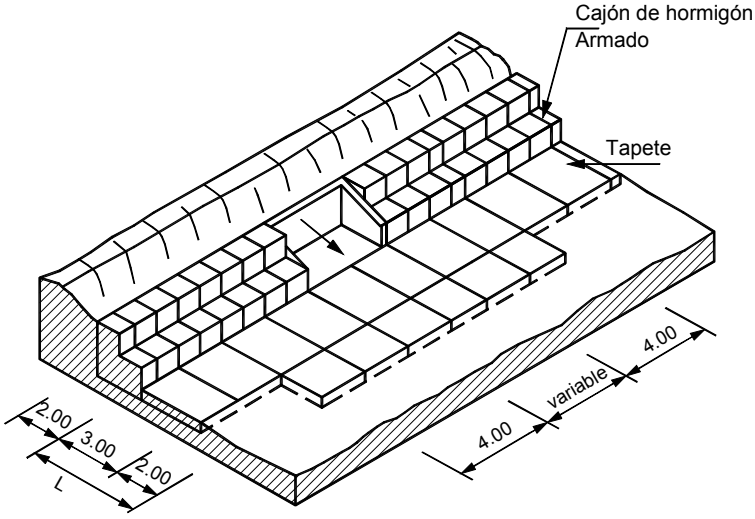


FIGURA 10.33 Protección en gaviones para box coulverts.

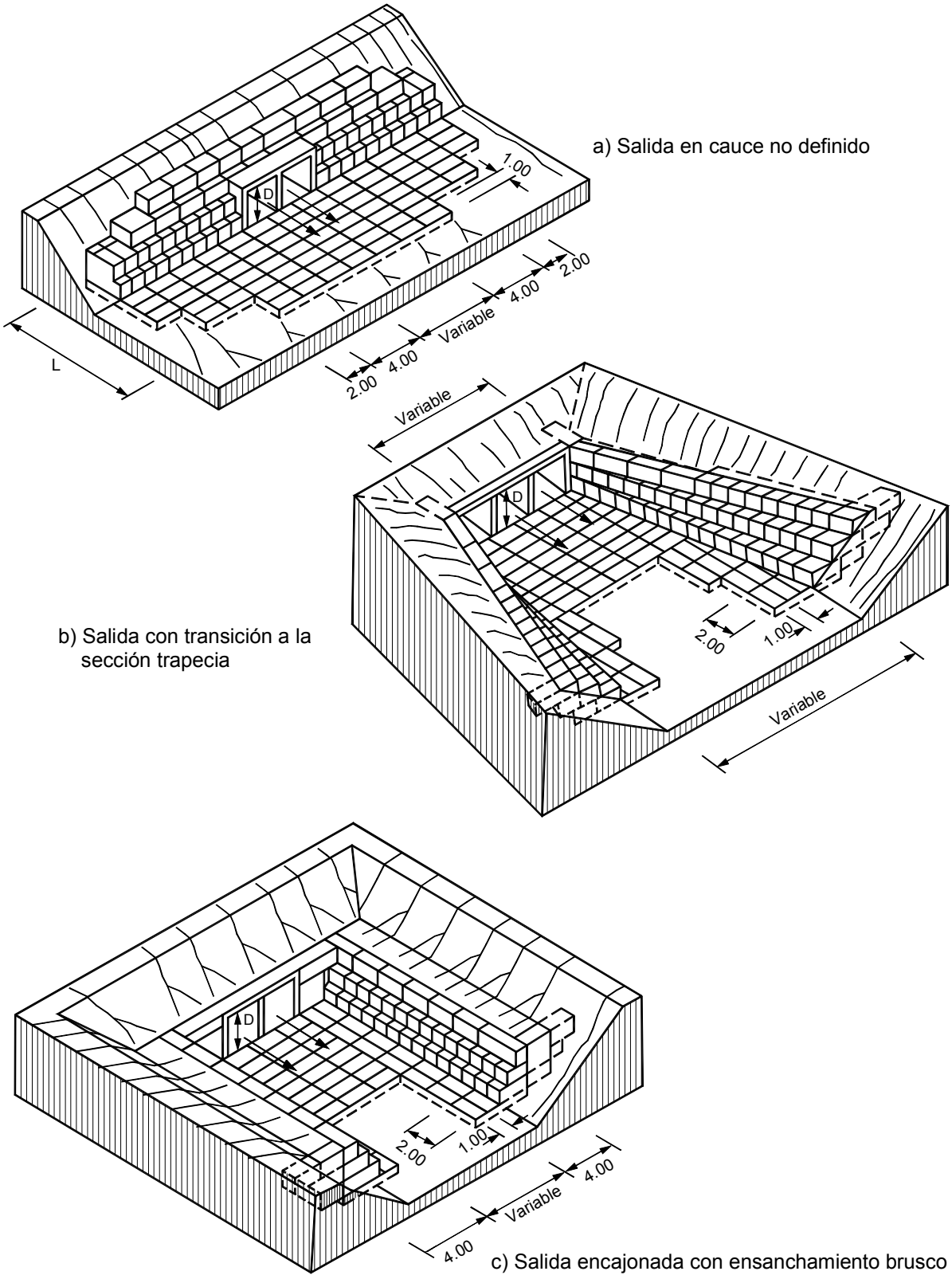


FIGURA 10.34 Protección en gaviones para box coulverts compuestos.

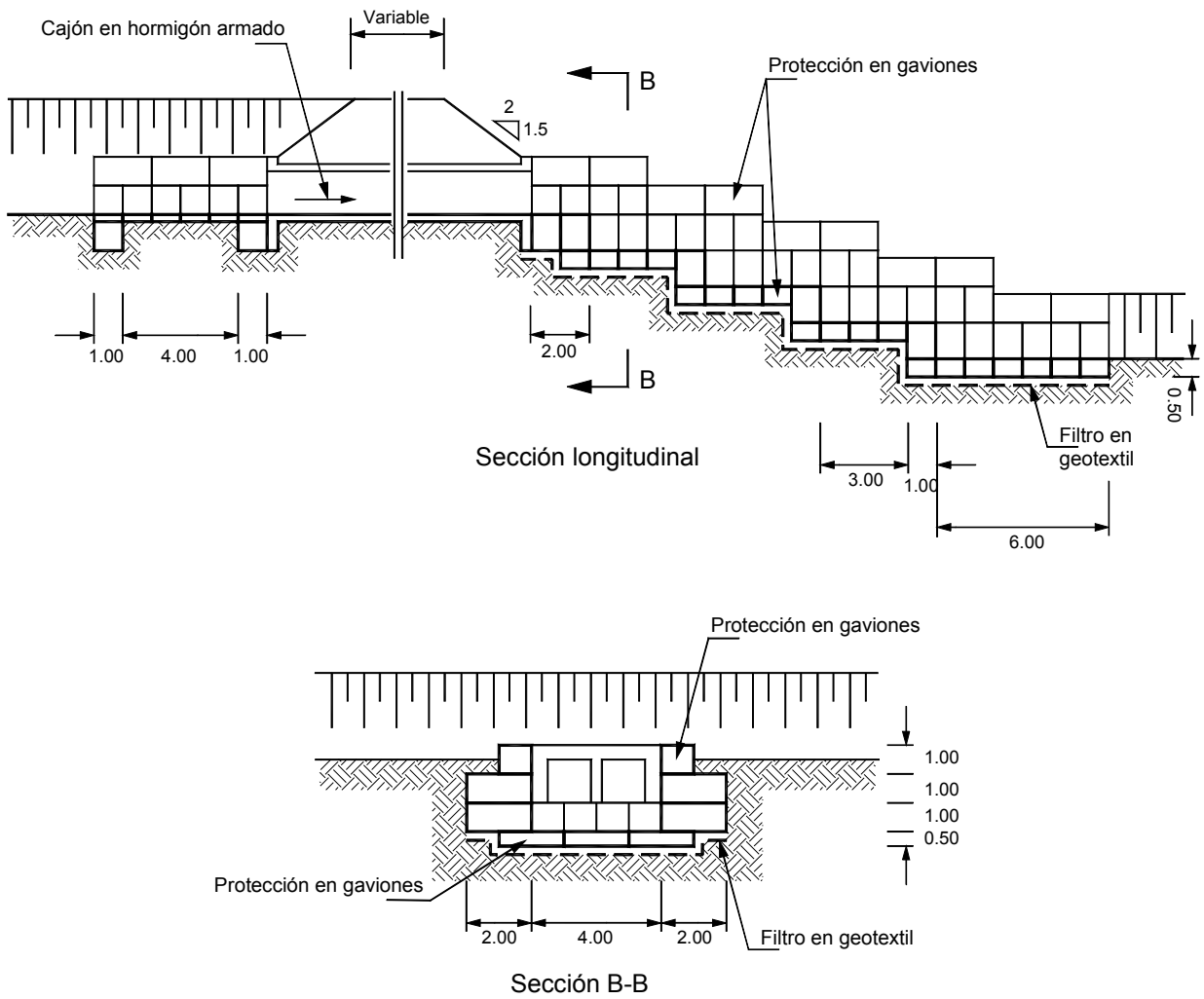


FIGURA 10.35 Protección en gradería para box coulverts.

10.7 PROTECCIÓN DE DERECHOS DE VÍA DE OLEODUCTOS

Los oleoductos y gasoductos requieren de la conformación de un derecho de vía DDV a lo largo del cual se colocan los ductos, tanto enterrados como expuestos sobre la superficie. Para la construcción del derecho de vía se requiere realizar cortes y rellenos y la remoción de la vegetación original.

Espaciamiento de Cortacorrientes

El espaciamiento de los cortacorrientes depende de los siguientes factores:

a. Intensidades máximas de las lluvias
b. Pendiente del derecho de vía
c. Erosionabilidad del suelo del DDV
d. Cobertura vegetal.

Se han elaborado tablas y gráficas para determinar la separación entre cortacorrientes en derechos de vía de oleoductos (Figura 10.37).

Control de erosión interna en las zanjas

Las zanjas dentro de las cuales se colocan los ductos pueden tener grandes pendientes y longitudes y a lo largo de ellas se forman corrientes internas de agua,

TABLA 10.9 Obras para el control de erosión en derechos de vía de oleoductos.

Tipo de obra	Objetivos	Características
Cortes para conformación del DDV.	Uniformización de la pendiente. Disminución de la pendiente.	Eliminación de cambios bruscos de topografía. Conformación de una pendiente estable.
Rellenos para conformación del DDV.	Conformación de una pendiente uniforme.	Relleno de depresiones y construcción de rellenos para disminuir la pendiente.
Control lateral de lomos de colinas.	Controlar la erosión y deslizamientos a lado y lado del lomo.	Muros en gaviones, piedra o tierra reforzada, trinchos con estacas o postes profundos. Subdrenes.
Cortacorrientes.	Disminuir la longitud de recorrido y velocidad del agua.	Canales o diques transversales al derecho de vía para recolectar y conducir lateralmente el agua.
Canales longitudinales.	Colección, manejo y entrega de las aguas recolectadas.	Canales revestidos en suelo-cemento, concreto o vegetación.
Entregas de los canales.	Disipar la energía del agua en la entrega.	Ampliación de los canales, bloques disipadores o estructuras de disipación.
Protección de la superficie del DDV.	Control de la erosión por golpeo de la lluvia, laminar, en surcos y cárcavas.	Obras de bioingeniería o de biotecnología.
Control de erosión interna en las zanjas de ductos.	Controlar las corrientes de agua que se forman a lo largo de las zanjas.	Cortacorrientes internos y subdrenes.
Pasos Subfluviales	Proteger el ducto de la erosión producida por la corriente.	Zanjas profundas, elementos de protección dentro de la zanjas y estructuras laterales junto a la corriente.
Manejo de corrientes transversales.	Control de la erosión en las cañadas y torrentes.	Estructuras de control lateral y de fondo de las corrientes.

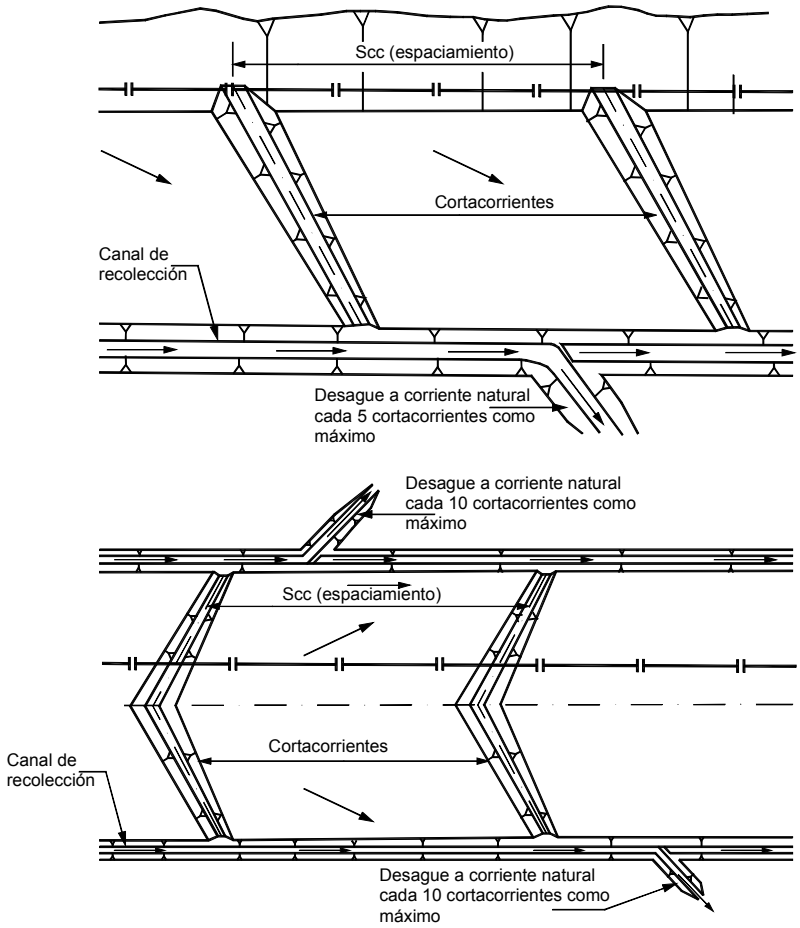


FIGURA 10.36 Esquemas típicos de localización de cortacorrientes en derecho de vía de oleoductos (Ecopetrol Ingeniería y Geotecnia).

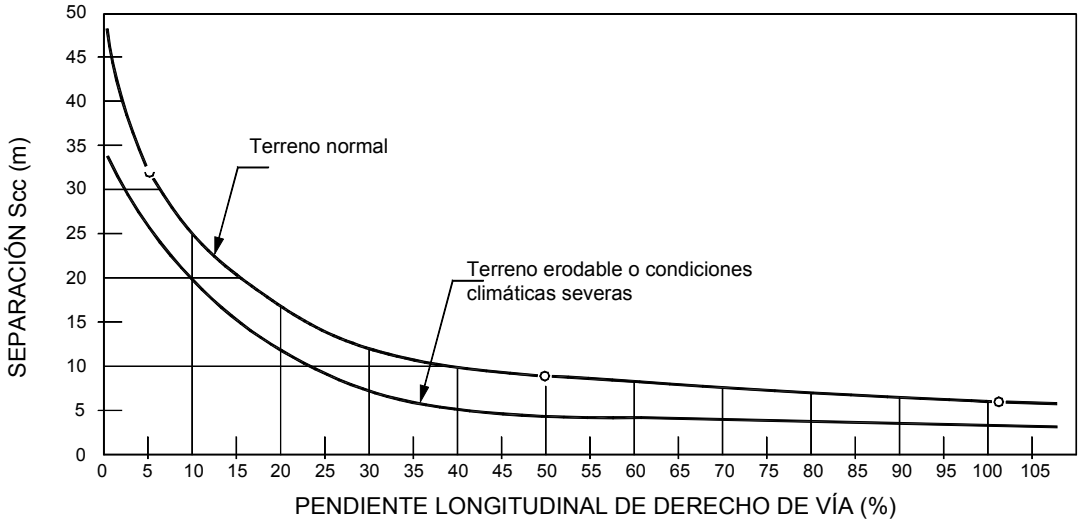


FIGURA 10.37 Separación de cortacorrientes en derechos de vía de oleoductos (Ecopetrol Ingeniería y Geotecnia).

las cuales pueden adquirir velocidades muy grandes y producir cárcavas internas de erosión, las cuales pueden afectar la estabilidad del ducto.

Para controlar la erosión interna se utilizan barreras internas para bloquear la corriente y disminuir la velocidad del agua y subdrenes colectores para sacar el agua interna hacia la superficie del terreno.

1. Barreras internas

Consisten en estructuras y muros construidos en materiales resistentes a la erosión. Estas barreras son estructuras disipadoras de velocidad.

2. Subdrenes colectores

Los subdrenes colectores captan las corrientes internas de agua y las sacan a la superficie para su entrega a los canales.

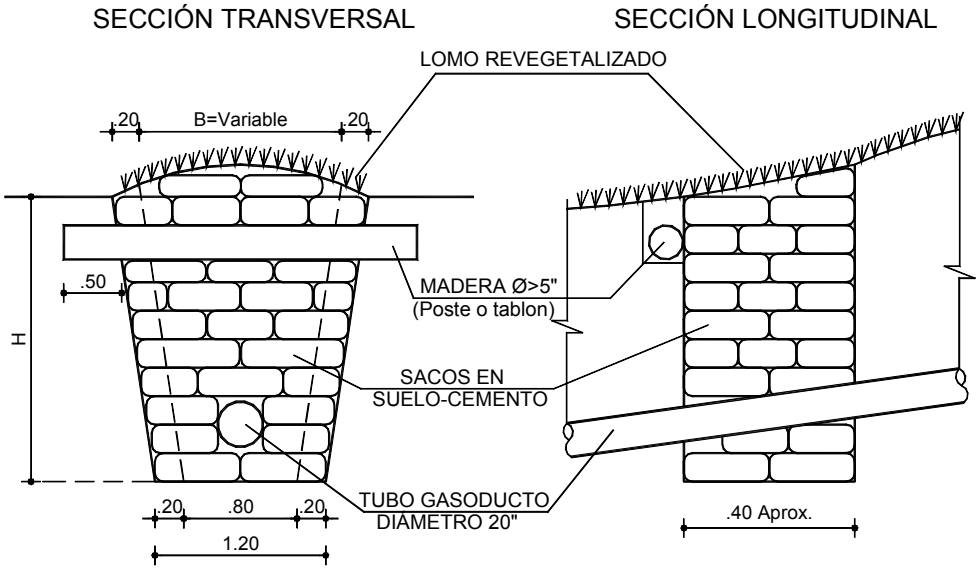


FIGURA 10.38 Barreras internas en zanjas de oleoductos.

10.8 CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS URBANAS

Los asentamientos humanos son grandes depredadores del medio ambiente y grandes generadores de erosión y se requiere planear, diseñar y construir sistemas para el control de la erosión y de la contaminación.

10.8.1 ÁREAS DE AMORTIGUACIÓN JUNTO A LAS CORRIENTES DE AGUA (RIPARIAN BUFFER)

Las zonas de amortiguación se diseñan sistemáticamente en las zonas urbanas para crear o mantener corredores verdes a lo largo de las riberas de las corrientes de agua y los ríos (Figura 10.39). El objetivo principal es mitigar el impacto negativo del asentamiento humano sobre la calidad del agua y del aire y proteger la fauna y la flora propias de las cañadas y ríos.

Para formar estos corredores los municipios deben comprar o crear sistemas para entrega de unas áreas amplias alrededor de los cuerpos de agua.

Objetivos de las zonas de amortiguación

Los objetivos de las zonas de amortiguación son los siguientes:

TABLA 10.10 Control de erosión en zonas urbanas.

Actividad	Objetivos	Características
Áreas de amortiguación junto a las corrientes de agua (Riparian Buffer).	Son áreas de vegetación entre las corrientes de agua y las zonas de desarrollo urbano diseñadas específicamente para el tratamiento natural del agua y del aire.	Áreas alargadas anchas con cobertura de vegetación completa donde no se permite el acceso a las personas.
Protección y construcción de bajos o pantanos dentro de las zonas urbanas	Proveer rutas específicas y concentraciones controladas de los flujos de agua. Sobre las zonas de bajos o cañadas efímeras no deben permitirse construcciones.	Zonas destinadas exclusivamente a la infiltración y el flujo de agua. Pueden recubrirse con enrocados o vegetación
Aislamientos de los taludes y de los cuerpos de agua.	Garantizar la estabilidad de las construcciones a largo plazo evitando que el deterioro de los taludes y la erosión de las corrientes pueda representar una amenaza para los bienes y la vida de las personas.	Distancias prudenciales de la corona y del pie de los taludes y de las orillas o líneas de inundación. Estas distancias mínimas deben ser: D = H del talud tanto en el pie como en la corona. D = Ancho del río desde la línea de inundación.
Manejo de zonas verdes	Las zonas verdes se deben diseñar en tal forma que representen un sistema de control de la contaminación tanto del agua como del aire.	Diseño de zonas verdes de acuerdo a la morfología del terreno con anchos suficientes para garantizar la permanencia de la cobertura vegetal
Manejo de Residuos sólidos y basuras	Eliminar o mitigar la contaminación	Deben diseñarse sistemas de recolección y disposición tanto de basuras como de otros tipos de residuos sólidos.
Manejo de aguas servidas	Eliminar o mitigar la contaminación del agua	Diseño y construcción de sistemas de alcantarillado independientes para aguas limpias y aguas servidas, plantas de tratamiento para las aguas servidas y lagunas de sedimentación para las aguas lluvias.
Manejo del polvo urbano	Disminuir la contaminación del aire y proteger la flora y la fauna	Construcción de zonas amplias forestales alrededor de las autopistas, fábricas y zonas de producción de polvo fugitivo.

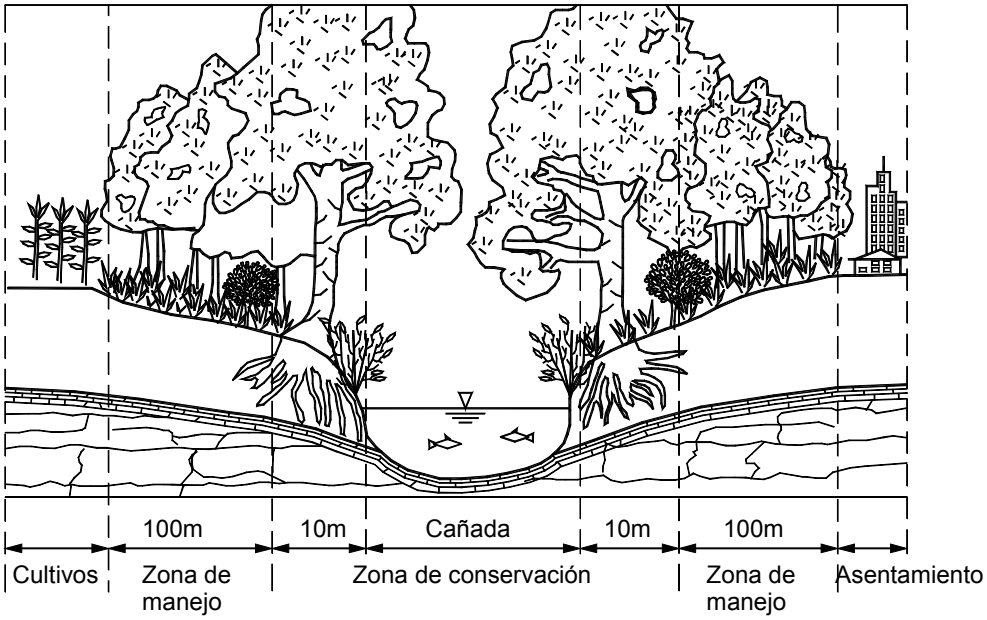


FIGURA 10.39 Esquema de zona de amortiguación junto a un cuerpo de agua (Kansas Department of Environment).

1. Preservación de las zonas húmedas y los planos de inundación.

Los planos de inundación junto a los ríos y corrientes son críticos para el control de la cantidad y calidad del agua de escorrentía. Las zonas alrededor de los ríos actúan como humedales para garantizar el agua durante las temporadas secas.

2. Estabilizar las riberas de los ríos y controlar su erosión.

Al preservar las hierbas, pastos y plantas a lo largo de la orilla se disminuye la erosión de la ribera y del fondo de los canales. Esta vegetación también ayuda a mantener la temperatura del agua y crear un habitat para las especies acuáticas y terrestres.

3. Reducir los volúmenes de escorrentía.

Las zonas de amortiguación «Riparian buffer» reducen ostensiblemente las velocidades y caudales de la escorrentía al interceptar los flujos y disipar la energía.

4. Reducir las cargas de contaminantes.

Dependiendo del diseño de la zona de amortiguación se puede reducir la concentración de contaminantes tanto en el agua como en el viento. Este efecto depende de varios factores entre ellos las características del suelo y la vegetación y el tamaño y pendiente de la zona de amortiguación.

Diseño de las zonas de amortiguación

Las zonas de amortiguación junto a los cuerpos de agua debe diseñarse para acomodar todos los objetivos como son el manejo de aguas, el habitat para las especies, la estabilización de las riberas y el control de erosión. Estos objetivos se complementan los unos con los otros.

Debe tenerse en cuenta que para cada sitio específico la zona de amortiguación puede diseñarse en forma diferente.

Para el diseño del ancho de la zona de amortiguación debe tenerse en cuenta los siguientes criterios (Herson-Jones y otros, 1995):

- El ancho mínimo de la zona de amortiguación debe ser superior al ancho del río o corriente.
- El ancho mínimo necesario para mantener una sombra adecuada sobre el río debe ser de dos veces el ancho de la especie de árbol más alto.
- El ancho mínimo necesario para mantener la fauna silvestre es de aproximadamente 100 metros.

Para el diseño de la zona de amortiguación debe tenerse en cuenta además los siguientes factores:

- Construcción de cercas y corredores para impedir o regular el paso de las personas.

- Diseño del tipo, densidad y composición de la vegetación.
- Manejo de las aguas de inundación.
- Estructuras para la disipación de energía del agua.

10.8.2 PROTECCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE BAJOS Y PANTANOS (SWALES)

Dentro de los proyectos de desarrollos urbanos se deben dejar libres todas las áreas de corrientes efímeras y bajos o pantanos, los cuales deben protegerse para permitir la infiltración y la descontaminación. Estas zonas deben revegetalizarse y se deben construir sistemas que faciliten la infiltración del agua.

10.8.3 CONTROL DE EROSIÓN EN ÁREAS DE RECREACIÓN PASIVA

Los parques naturales con acceso de población humana son zonas vulnerables a la erosión por la misma acción antrópica, el pisoteo, los daños directos a las ramas de arbustos y árboles, el depósito inadecuado de basuras y el fuego son uno de los factores que más inciden en la erosión de áreas de recreación pasiva. Algunas especies vegetales no resisten el daño incluso en áreas de bajo uso. Para resolver este problema los parques naturales se deben manejar con cercas y elementos que impidan la acción depredadora de los usuarios. Estudios realizados en parques en los Estados Unidos revelan que la erosión es mayor en los sitios de mayor uso o más cercanos a las zonas de presencia de humanos (Gardner y Burley, 1994).

10.9 CONTROL DE EROSIÓN EN RELLENOS DE RESIDUOS

Los rellenos de residuos presentan problemas especiales para el control de erosión y de sedimentación. Estos rellenos son muy complejos debidos especialmente a que se producen varios tipos de flujo:

- Flujo superficial sobre el relleno
- Flujo de infiltración hacia el relleno
- Flujo de lixiviados.

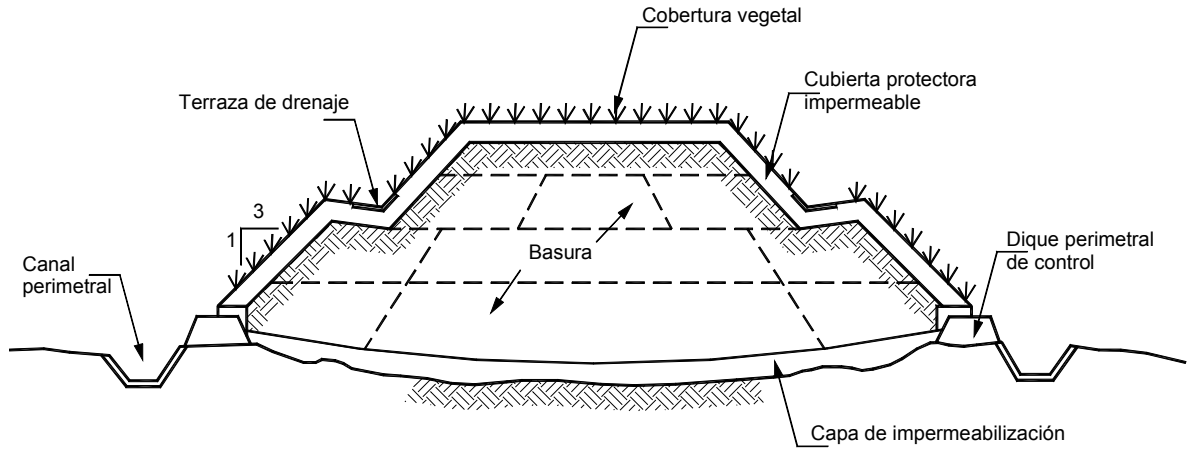
La evolución de los rellenos de residuos ha tenido como resultado el diseño de estándares relativamente sofisticados y las regulaciones ambientales cada vez más rigurosas. Entre los controles que debe tener un relleno sanitario se encuentra el diseño de la impermeabilización y de los controles estructurales y no estructurales para minimizar la erosión y capturar los sedimentos antes de que estos puedan salir del relleno.

Uno de los inconvenientes más difíciles de manejar es el diseñar sistemas de control y manejo cuando el tiempo de construcción del relleno puede durar veinte años o más. Esto significa que las obras se deben planear para ejecutarlas en el momento adecuado durante el desarrollo del relleno. Adicionalmente el monitoreo de los controles debe construirse en tal forma que ellos puedan ser operados durante la vida del relleno.

Partes del sistema de control de un relleno de residuos

En un relleno sanitario o de residuos se deben diseñar entre otros los siguientes elementos (Hattem, 1994):

- Impermeabilización del fondo del relleno.
- Muro o berma perimetral al relleno para controlar la salida de residuos o de agua contaminada
- Impermeabilización superior del relleno
- Refuerzo de la superficie superior del relleno.
- Capa de suelo encima de la impermeabilización para permitir el establecimiento de vegetación.
- Sistema de recolección del agua de escorrentía encima del relleno, la cual se considera que no está contaminada.
- Sistema para desvío de las aguas de escorrentía provenientes de áreas por fuera del relleno.
- Sistema de manejo de aguas para compensar el aumento de picos de escorrentía debidos a la instalación del relleno.
- Control de erosión de la superficie superior del relleno.
- Bermas para el manejo de aguas de escorrentía y control de estabilidad para movimientos en masa.



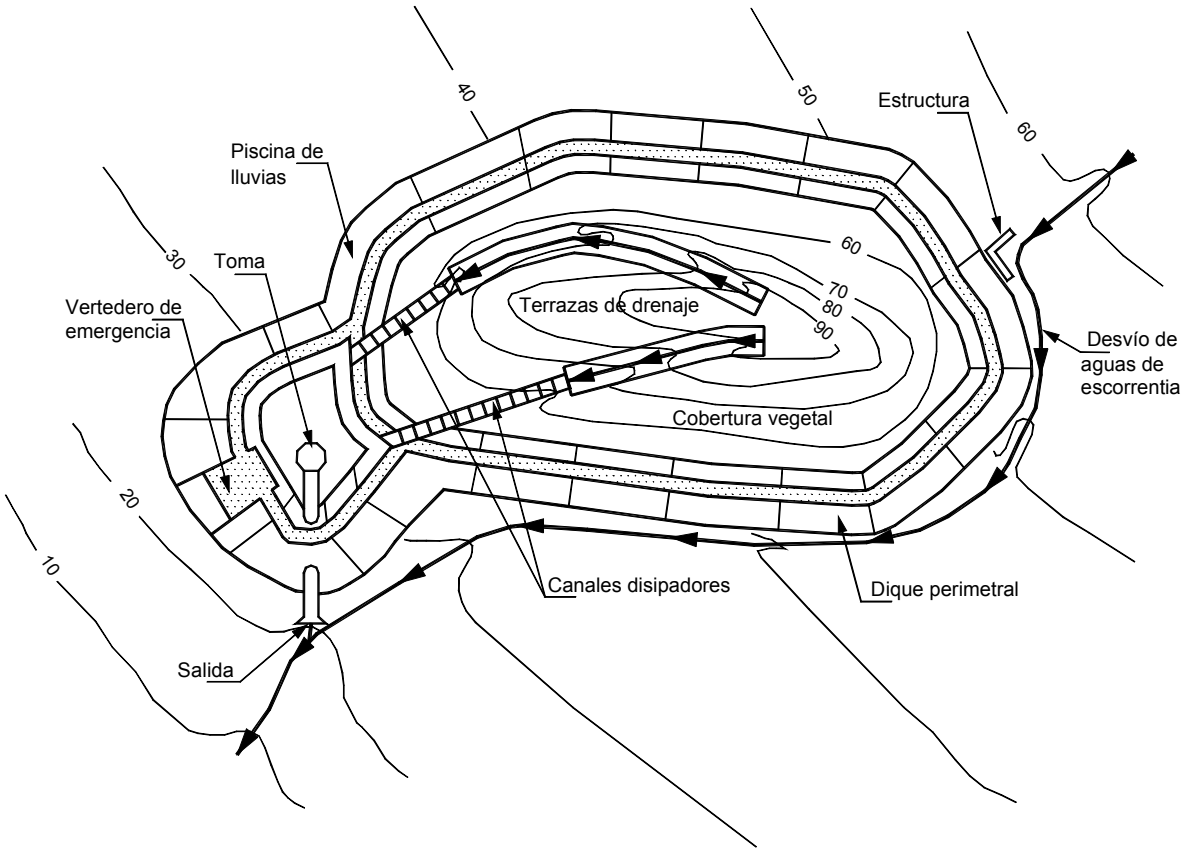


FIGURA 10.40 Esquema general de obras de control de erosión en un relleno sanitario.

- Planta de tratamiento de aguas de lixiviados provenientes del relleno.
- Sistema de manejo del gas metano producido por el relleno.

Represas de Sedimentación

En la parte baja del relleno se acostumbra colocar un dique para conformar una represa que actúa como sedimentador de las aguas recolectadas dentro del relleno pero que no corresponden a los lixiviados, esta agua pueden tener algo de contaminación de sólidos los cuales se requiere sedimentar para que no salgan de la zona del relleno. Adicionalmente el agua de escorrentía recolectada debe manejarse para disminuir los picos en el hidrograma de creciente de la cuenca en la zona cercana al relleno. Esta estructura debe tener un vertedero principal y un vertedero de emergencia.

La represa de sedimentación debe colocarse en la zona más baja del relleno y debe diseñarse un sistema para evitar que los lixiviados ingresen al embalse de sedimentación.

Conformación de taludes

Los taludes en un relleno sanitario generalmente están restringidos a una pendiente máxima 3H:1V. Adicionalmente a los taludes se acostumbra construir una serie de terrazas intermedias para el manejo de la

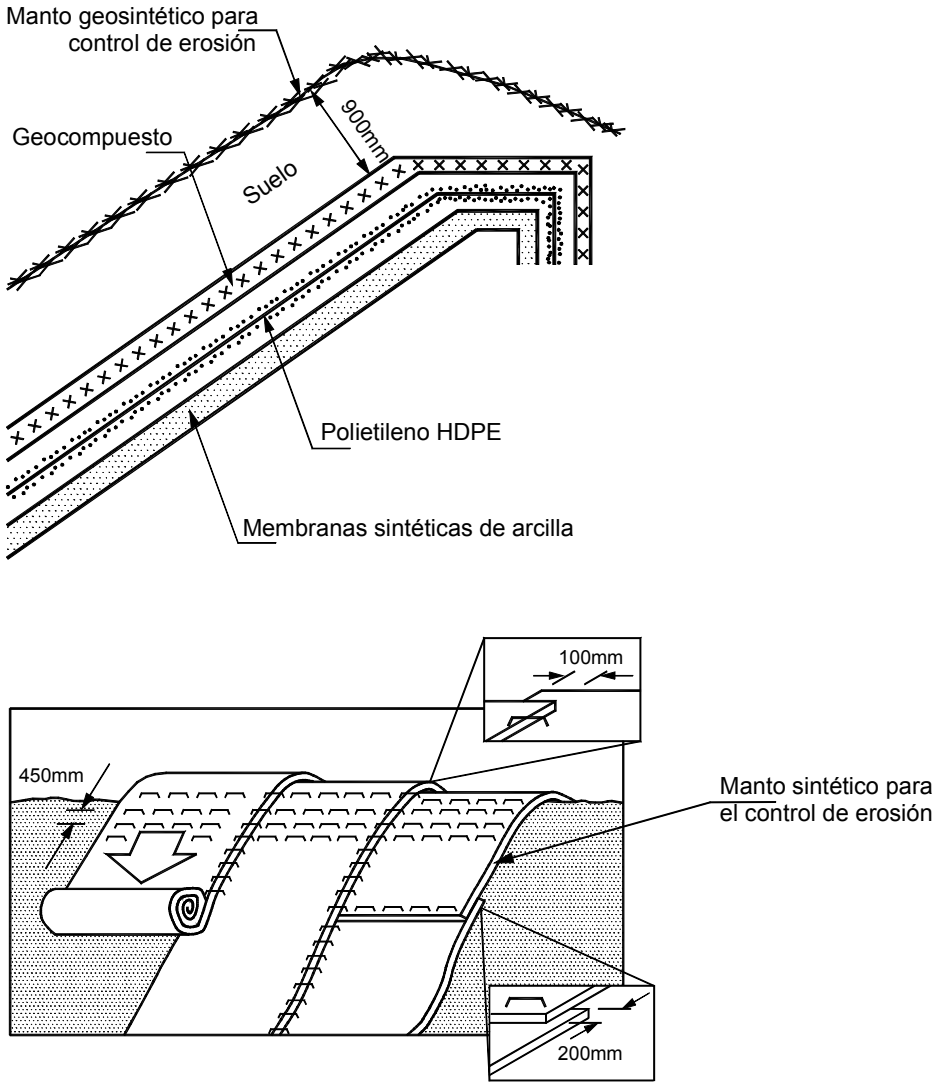


FIGURA 10.41 Esquema de la protección superficial de un relleno sanitario.

escorrentía y para garantizar la estabilidad de las masas de relleno. En estas terrazas se construyen canales revestidos para la conducción de las aguas recolectadas hacia vertederos. Generalmente las terrazas y canales se diseñan para manejar velocidades de agua de 0.6 a 1.3 m/seg. De acuerdo a la velocidad de diseño se requiere construir sistemas de revestimiento para controlar la erosión. Adicionalmente estos canales deben ser impermeabilizados para evitar que el agua recolectada pase al relleno y aumente el volumen de lixiviados (Collazos, 2001).

Finalmente se puede requerir la construcción de lavaderos o estructuras de disipación de energía que conduzcan el agua a la represa de sedimentación.

Protección de la superficie del relleno

La superficie del relleno debe protegerse con un sistema que debe incluir una malla de refuerzo, un sistema de impermeabilización, una capa de suelo para permitir el establecimiento de vegetación y el diseño de una cobertura vegetal resistente a la erosión (Figura 10.41).

El sistema de protección puede consistir en las siguientes capas (Koerner y Carson, 1998):

- Membrana sintética de arcilla sobre el relleno.
- Impermeabilización utilizando polietileno de alta densidad HDPE. Geocompuesto consistente en una geomalla entre dos capas de geotextil.
- Cobertura de suelo.
- Manto geosintético para el establecimiento de la vegetación y el refuerzo del suelo.

La cobertura tiene entre otras funciones evitar la infiltración del agua de escorrentía, por lo tanto, se debe impedir la formación de encharcamientos y retenciones de agua. El espesor de la cobertura de suelo depende de la pluviosidad. Esta capa de suelo puede variar entre 50 centímetros y 1.0 metro de espesor.

10.10 CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS RURALES

Las actividades agrícolas y ganaderas producen grandes volúmenes de erosión y generan gran cantidad de sedimentos. La deforestación y las prácticas agrícolas contribuyen con el mayor porcentaje de la erosión que se está produciendo en el mundo.
Existen algunas actividades rurales que contribuyen en forma extraordinaria a la erosión entre las cuales se cuentan:

1. La crianza de cabros (Goats) a campo abierto

Generalmente los cabros se crían en zonas semiáridas, extremadamente vulnerables a sufrir procesos de erosión y donde el establecimiento de vegetación es muy difícil. Los cabros impiden que la vegetación incipiente protectora pueda establecerse. En muchos países se encuentra prohibida la cría de cabros a campo abierto (Kostadinov, 1998) como medida preventiva para evitar problemas de erosión y avalanchas de tierra.

2. El sobrepastoreo en zonas ganaderas

La falta de una cultura de protección en el gremio de ganaderos permite la explotación excesiva y escasa en tecnología del suelo facilitando la erosión laminar en grandes extensiones de terreno.

3. La ganadería en áreas de alta pendiente o de vocación forestal

Se talan los bosques para el establecimiento de ganadería en zonas muy susceptibles a la erosión. Se forman grandes cárcavas de erosión al poco tiempo de destruida la vegetación nativa. Este caso es muy común en zonas de gran altitud en los Andes. No se debe permitir la ganadería en zonas de ladera con altitudes superiores a 1600 msnm.

Control de erosión en agricultura

Las prácticas agrícolas son responsables del mayor volumen de erosión que ocurre en el mundo. La utilización de técnicas inadecuadas de explotación agrícola puede producir problemas graves de erosión y sedimentación.
Algunas de las técnicas utilizadas para el manejo de erosión en agricultura son las siguientes:

1. Siembra en líneas de nivel

La siembra en surcos semihorizontales o de baja pendiente es una técnica muy utilizada en algunas plantaciones como el caso del café en Colombia, en esta forma la misma vegetación productora actúa como vegetación protectora.

TABLA 10.11 Métodos de Control de erosión en actividades agrícolas y ganaderas

Procedimiento	Objetivos	Características
Prohibición de la crianza de cabros a campo abierto.	Permitir el establecimiento y crecimiento de la vegetación nativa protectora.	Creación de programas para el cultivo industrializado de cabros y sustitución de la actividad caprina por actividades agrícolas.
Creación de zonas de amortiguación con bosques alrededor de las áreas ganaderas.	Controlar la erosión y mitigar la contaminación.	Zonas anchas de bosques alrededor de las zonas bajas, cañadas y cuerpos de agua.
Establecimiento de sistemas industrializados de cría de ganado.	Controlar la erosión y mitigar la contaminación.	Diseño de sistemas de producción ganadera con control estricto de los impactos ambientales.
Técnicas apropiadas de manejo de potreros.	Controlar la erosión evitando el sobrepastoreo.	Diseño de un sistema sostenible de rotación de potreros.
Prohibición de la ganadería en zonas de alta pendiente o dificultad de regeneración de la cobertura vegetal; y reforestación.	Controlar la erosión, evitar las avalanchas de tierra y conservar los ambientes frágiles y difíciles de recuperar.	Legislar, establecer programas de culturización y medidas de control para evitar que las zonas de ambientes frágiles sean deforestadas.
Siembra a lo largo de líneas de nivel (sembrar atravesado)	Controlar la erosión en surcos y cárcavas	Diseño de sistemas de cultivo, siguiendo las líneas de nivel y construyendo salidas de agua controladas con disipadores de energía.
Reforestación de las cañadas de drenaje efímero.	Controlar la erosión y la sedimentación y mitigar la contaminación.	Las zonas de bajos y cañadas no deben ser objeto de prácticas de agricultura y deben reforestarse.
Construcción de terrazas.	Controlar la erosión y estimular la infiltración.	Dentro de las zonas de cultivos debe construirse terrazas semiplanas alargadas.
Manejo de residuos de cultivos	Evitar la contaminación.	Los residuos deben colocarse en tal forma que ayuden a la regeneración de los suelos y eviten la contaminación de las aguas.
Creación de zonas de amortiguación.	Controlar la erosión y mejorar la calidad de las aguas	Al igual que en las zonas urbanas se deben formar zonas de amortiguación diseñadas para descontaminar el agua y permitir el desarrollo de fauna y flora propia de la zona.
Cordones de control de erosión.	Controlar la erosión laminar, en surcos y en cárcavas	Alrededor de cada una de las áreas de cultivo se debe construir zonas de vegetación baja, densa, utilizando especies no invasoras. (Ejemplo Vetiver). Estos cordones deben encerrar áreas generalmente no superiores a una hectárea.
Control de fondo de las cañadas y corrientes.	Evitar la erosión por profundización de los cauces.	Construir estructuras para mantener la pendiente y evitar la profundización (ver capítulo 2).

2. Utilización de hileras de pasto

Las hileras de pasto son barreras o filtros de pasto que no se extienden y que desarrollan una cobertura de tallos y raíces muy denso, un ejemplo es la utilización de Vetiveria Zizanoides. Estas barreras se colocan a espaciamientos que dependen de la pendiente del terreno, de la pluviosidad y de las propiedades del suelo.

3. Siembra en hileras de diferente vegetación

Una técnica utilizada en agricultura es la siembra de especies diferentes intercaladas en hileras en tal forma que unas especies actúan como barrera de protección contra la erosión junto a las otras especies. Generalmente se intercalan especies con alto riesgo de erosión junto a especies de bajo riesgo.

4. Siembra de áreas de amortiguación

Dentro de las áreas de explotación agrícola se pueden sembrar áreas anchas y alargadas de bosque altamente resistente a la erosión, en tal forma que estas cortinas actúan como grandes protectores de las áreas explotadas (Morgan y Rickson, 1995).

10.11 MANEJO DE CUENCAS PARA EL CONTROL DE EROSIÓN

El manejo de cuencas es un tema que ha tenido muchas interpretaciones. Cada profesional tiene su propia forma de interpretar los fenómenos que ocurren en la cuenca. Esto se debe a que la cuenca es un ente muy complejo, con muchas variables y muy difícil de interpretar (Terrene Institute 1996). La cuenca hay que conocerla y entenderla antes de intentar manejarla y en este conocimiento hay que tener en cuenta una gran cantidad de ciencias como la geología, la hidrología, la antropología, la botánica, zootecnia, etc.

Uno de los factores más importantes en una cuenca es el manejo del agua y uno de los elementos a tener en cuenta es el control de la erosión.

La escorrentía es tal vez la principal fuente de contaminación en una cuenca y dentro de estos contaminantes, los sedimentos representan un porcentaje importante de la contaminación.

Para entender el comportamiento de la cuenca se requiere entender el ciclo hidrológico y los factores que dentro de este ciclo afectan el comportamiento y la calidad del agua.

Para la planeación de un programa de manejo de cuencas debe tenerse una visión integral de todos los elementos que interactúan en la cuenca, identificar las áreas de recursos y los problemas.

Calidad del agua

La calidad del agua es afectada en forma negativa por los siguientes factores (Terrene Institute 1996):

1. Niveles elevados de nutrientes contaminantes como el Fósforo y el nitrógeno, el cual puede provenir de pozos sépticos, fertilizantes, disposición de residuos animales y vegetales.
2. Demasiada cantidad de sólidos como sedimentos, arcillas, limos, arenas y gravas, provenientes de erosión en carreteras, zonas cultivadas, zonas de ganadería y otras áreas no protegidas adecuadamente.
3. Presencia de elementos patógenos, como bacterias y virus provenientes del mal manejo de residuos animales y humanos.
4. Presencia de metales pesados como cobre, cadmio, zinc, mercurio, plomo y cromo provenientes de actividades industriales, mineras y otras actividades antrópicas.
5. Presencia de hidrocarburos, aceites, grasas y otros derivados del petróleo, provenientes de emisiones de vehículos, escapes de oleoductos y mal manejo de instalaciones industriales.
6. Elementos tóxicos orgánicos, como pesticidas.
7. Ácidos, como nitratos y sulfatos.
8. Sustancias húmicas. Materiales vegetales como pastos y hojas.
9. Niveles elevados de materia orgánica.
10. Basuras y elementos no biodegradables.
11. Bajos niveles de oxígeno disuelto.
12. Alteraciones de la temperatura del agua.

El deterioro de la calidad del agua genera impactos muy fuertes sobre la fauna y flora acuática y terrestre y sobre todo el componente ambiental.

Control de la erosión

La calidad del agua, y el habitat para la fauna y la flora son afectados directamente por el componente erosión y se requiere dentro de los planes de manejo de las cuencas establecer programas de control del elemento suelo, al igual que de los elementos agua, fauna, flora y humano.

En el manejo de cuencas se cuenta con una serie de herramientas, para el control de erosión de las cuales podemos enumerar las siguientes:

1. Prácticas no estructurales de manejo como planeación, y educación.

2. Prácticas estructurales como la construcción de obras para el manejo de aguas y control de erosión, como son:

- Presas y lagunas de regulación de agua.
- Creación de zonas húmedas en forma artificial.
- Estructuras de control y manejo de sedimentos.
- Prácticas de infiltración de agua.
- Revegetalización.
- Obras de control de erosión laminar en surcos y en cárcavas.

En todos los casos el manejo de una cuenca no es posible sin el manejo adecuado de las aguas y el control de la erosión.

REFERENCIAS

AASHTO (1982) "Highway Drainage Guidelines". Washington. 366 p.

AASHTO (1999) "Highway drainage guidelines". Washington D.C.

Armco (1959) "Manual de Drenaje y Productos de Construcción". The Armco Corporation – Chicago.

Armour T. (1998) "Continous Synthetic Thread Reinforced Soil Constructed In – Situ Provides Slope Protection and Earth Retention on Highway 4 Near Turner, Maine". Ieca Soil Stabilization Series, Vol 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. p7.

Broda K. (2001) "Stablization of Steep Slope with Micro Soil Nails". Soil Stabilization Series, Vol 17, Slope Stabilization. p47.

California RWQCB-SFBR (1999) "Erosion and sediment control field manual" p132.

Carciente J.,García G., Serrano Z. (1981) " Drenaje de carreteras" . Manual de Estructuras típicas. Ediciones Vega, Caracas Venezuela. p231.

Carpenter T. (1999) "Silt fence that works" . Carpenter Erosion Control. p56.

CDMB - Hidroestudios Ltda. (1984) «Normas Técnicas para diseño de Alcantarillado.

Cedergren H.R. (1967) "Seepage, Drainage and Flow Nets". John Wiley, New York.

Choi E.C. (1983) "Seepage around horizontal drains in hill slopes". ASCE Journal of Hydraulic engineering. Vol. 109, No. 10,. pp. 1363 - 1368.

Collazos P.H. (2001) "Diseño y operación de rellenos sanitarios". Acodal. Bogotá. P 168.

Cook M. G., Hollifield J.F. (1998) " Erosion control on the Nantahala-Marble transmission line" IECA soil stabilization series. Vol. 6. Strategies and practices for making best management practices work.

Duffin M. (1998) "Steep Slope Protection at Snodland, Kent". IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. p8.

Duffy D. (1998), "Slope Stabilization with Retaining Walls". IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. p2.

Ecopetrol - Ingeniería y Geotecnia Ltda.(1990) "Manual de Protección Geotécnica y Ambiental". Oleoducto de Colombia S.A. - I.C.P. - 106 p.

Escario V. (1981) "Desmontes estado actual de la técnica". M.O.P.U. Dirección General de carreteras - Madrid.. 98 p.

García M., Amortegui J. - Vesga L. (1989) "Estudio Geotécnico de Oleoductos". Boletín Colombiano de Geotecnia. Vol. 1 No. 1 - Bogotá.

Gardner L.R.B., Burley J.B. (1994). "Alpine trail erosion in a Colorado wilderness area". IECA. Proceeding of Conference XXV. Reno Nevada. P 39-48.

Geotechnical Control Office, (1979), "Geotechnical Manual for slopes". Hong Kong, 306 p.

Geotechnical Control Office,(1984) "Geotechnical manual for slopes", Hong Kong.

Goff W. (1998) Rehabilitation of Cut Slopes, State Highway 40 West of Berthoud Pass. "IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes". p9.

Hattem P.E., Dennis M. (1994) "E & S practices at landfills and npdes requirements". IECA. Proceedings of conference XXV. Reno Nevada. p 445-454

Herson-Jones L. M., Heraty M., Jordan B. (1995) "Riparian buffer strategies for urban watersheds". Metropolitan Washington Council of Governments. 96 p.

Highway Research Board (1973) "Erosion Control on Highway Construction". Synthesis of Highway Practice 18 - Washington -.

Hull P. (2001) Holding Back. "Soil Stabilization Series", Volume 17, Slope Stabilization p62.

IECA (1998) "Metal Panels Hold Soils to Vegetate walls and Other Steep Slopes". IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. p 10.

IECA (1998), "Gabions and Coir Mesh", IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. p1.

IECA Spring Report (1998) "Make the Most of Gridlock". IECA Soil Stabilization Series, Vol. 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. p6.

Japan Road Association(1984) “Manual for Slope Protection” Tokyo 253 p.

Kaspersen J. (2001) “Shoring up the Soil”. Soil Stabilization Series, Vol. 17, Slope Stabilization. P4.

Koerner G.R., Carson D.A. (1998). “Geosynthetic erosion control materials: a landfill cover field study”. ASCE. Geotechnical special publication number 76. Geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems. P 77-91.

Kostadinov S. (1998) “Evaluation of erosion and sediment control works in the repinska reka watershed”. IECA Soil stabilization series: Vol 1. Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Kostielney J. (2001) “Retaining Walls Structural Protection.” Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization. P17.

Mandal J. Shinde S. (1998) “CAD of Geogrid Reinforced Steep Slopes Using Back Wrapping Techniques”. IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes”. p3.

McCullah J. (2001). “Biotechnical Soil Stabilization for Slopes and Streambanks”. IECA Professional Development Course. Training Manual. Las Vegas. 177p.

Mejía F.F. (1999). “Hidrología e hidráulica”. Manual para el control de la erosión. Corpocaldas. INVIAS. Manizales. Colombia. P 78-117.

Miller S.Howard T. (2001) “Geotechnical and Erosion Control Methods for Landslide Repair”. Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization. P51.

Moreno G. (1974) “Drenaje y Subdrenaje en Obras Viales”, Segundo Simposio Colombiano de Geotecnia, Bogotá.

Northcutt G. (1998) “Standing Up to Earthly Forces.” Ieca Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes . P5.

Northcuttt G. (2001) “Controlling the Hazards of Rock and Roll.” Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization p23.

O’Malley P. (2001) “Slope Stabilization The Whole is More Than the Sum of Its Parts.” Soil Stabilization Series, Vol. 17, Slope Stabilization. P70.

Oglesby G.H. (1975) “Highway Engineering” J. Wiley .

Rodencal J. (1998) “Erosion Control Systems for Mechanically Stabilized Earth (MSE) Slope Structures”. Ieca Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techniques for Stabilizing Steep Slopes. P.4

Roth T. (2001) “Slope Stabilization Case Studies”. Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization. P77.

Scullin C.M. (1983) “Excavation and Grading Code”, Prentice Hall - New Jersey. 405p.

Secretaria de Obras Públicas de Antioquia (1985). “Obras de drenaje y protección para carreteras”. Medellín.

Sell C. (2001) Retaining Walls in the Urban Infrastructure. “Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization”. p9.

Sotir R. (2001) “Slope Stabilization and Restoration.” Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization. P32.

Stelter P. (2001) “Kressview Springs Puts Condominius on a Firmer Footing.” Soil Stabilization Series, Vol. 17, Slope Stabilization. p1.

Suárez J (1998) “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, Ediciones UIS, Bucaramanga – Colombia 548 p.

Terrene Institute (1996) “A watershed approach to urban runoff”. Handbook for decisionmakers. Washington D.C. 115 p.

Torres Herrera F. (1983) “Obras Hidráulicas”. Limusa - Mexico.

Tranportation Research Board (1980) “Erosion cintrol during highway construction”. Manual on principles and practices. Highway research program report 221. Washington.

TRRL (1992) “A design manual for small bridges”. Overseas road note 9. Transport and road research laboratory overseas

Wolcott B. (2001) “Flexible Barriers for Debris Flow”. Soil Stabilization Series, Volume 17, Slope Stabilization. p25.

Zellmer S., Edgar D. and Isaacson H. (1998) “Erosion Control on a Steeply Sloped Pipeline Right-of-Way in Southwesterne Pennsylvania”. IECA Soil Stabilization Series, Volume 2, Methods and Techcniques for Stabilizing Steep Slopes. P12.

CAPÍTULO 11

Revestimientos y Muros

INTRODUCCIÓN

Los revestimientos son estructuras de refuerzo de la superficie del suelo, construidas con el objeto de aumentar la resistencia al esfuerzo tractivo del agua en movimiento. Los revestimientos se utilizan en taludes y especialmente en riberas de corrientes y ríos.

Antes de diseñar un sistema de estabilización de las riberas de una corriente o cuerpo de agua es muy importante tener conocimiento de cómo ocurren los mecanismos de erosión y de las fuerzas que actúan sobre las estructuras de protección que se coloquen. El conocimiento inadecuado de los procesos de erosión activos y potenciales en un sitio específico pueden conducir a la falla del sistema de protección. El diseño de las obras de protección contra la erosión no puede realizarse con un sistema de libro de recetas, sino que debe ser el producto de un análisis muy completo del comportamiento de la corriente.

Un revestimiento es una forma de enchape o protección colocado sobre la superficie de un talud para estabilizarlo y protegerlo contra la erosión producida por las corrientes de agua. El control de la erosión en las riberas de los torrentes de agua, ríos y canales puede realizarse mediante la construcción de revestimientos con materiales o elementos que tengan una alta resistencia a la erosión. El objetivo de estas obras es el de aislar el suelo de la corriente para evitar el desprendimiento, contener el suelo para minimizar el riesgo de deslizamiento por socavación o erosión en el pie de los taludes y en algunos casos servir de estructura disipadora de la energía de la corriente.

El diseño de una estructura de protección lateral de una corriente de agua requiere de un análisis detallado no solamente del comportamiento de la estructura, sino también de los efectos del revestimiento sobre la erosión de fondo o la erosión en las orillas contiguas u opuestas. Generalmente el revestimiento de la orilla induce erosión en el fondo del cauce junto al revestimiento (Figura 11.1), y se requiere que la estructura incluya obras de protección en pié para el control de la socavación generada.

El término revestimiento se refiere a un sistema completo de protección consistente en:

a. Una armadura o manto superficial de protección
b. Un filtro o base protectora contra la erosión debajo de la armadura
c. Una protección contra la socavación en el pie del talud revestido
d. Una protección o anclaje del revestimiento en la cabeza o cresta del revestimiento.

En la cabeza o parte alta del revestimiento se recomienda colocar un sistema de anclaje y de protección contra el sobrepaso de las corrientes o de las olas.

En el pie o parte baja del revestimiento se requiere construir un sistema de muro de anclaje o protección contra la posible socavación.

En el presente capítulo se muestran los tipos de estructura más utilizados para revestimientos en orillas de ríos y corrientes de agua, sus características y diseños típicos, así como los procedimientos para diseño y construcción.

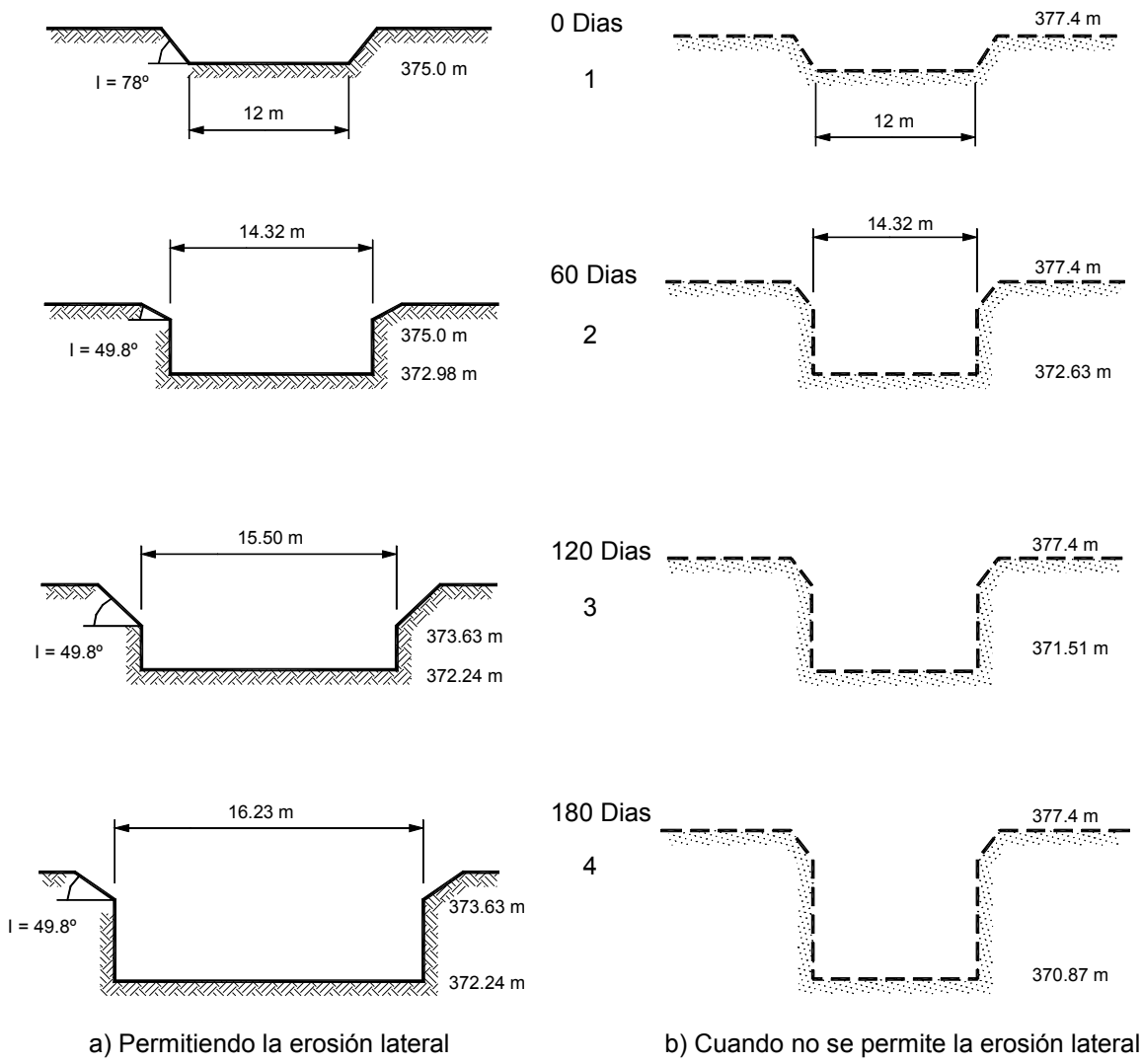


FIGURA 11.1 Degradación de un cauce al colocar una protección lateral o de fondo (Thorne,).

11.1 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

A continuación se presentan algunos criterios generales para la ejecución de los diseños de obras para el control de la erosión en las riberas de las corrientes.

Caudal de diseño

Los caudales de diseño para las obras de control de la erosión deben estar relacionados con el nivel de riesgo que podría conllevar la falla de la obra. Por ejemplo para obras en carreteras, la AASHTO recomienda periodos de recurrencia de 100 años. Sin embargo, cuando hay asentamientos humanos en riesgo junto a la obra deben utilizarse periodos de retorno entre 200 y 500 años, de acuerdo al análisis del riesgo.

Tipo de flujo

El tipo de flujo es muy importante tal como se explicó en el capítulo 3 y debe determinarse para cada diseño específico, el tipo de flujo para las condiciones de mayor criticidad. Por ejemplo, en corrientes con altas pendientes el flujo es comúnmente supercrítico. Igual situación ocurre aguas abajo de las contracciones de los puentes. Las condiciones de flujo no uniforme "Unsteady" y supercrítico, crean esfuerzos en las orillas de la corriente que son significativamente superiores a aquellas inducidas por flujo uniforme "steady" y subcrítico. Estos esfuerzos son difíciles de cuantificar pero en los diseños deben tomarse factores de seguridad asociados con la incertidumbre de las condiciones de flujo.

Sección geométrica de la corriente

La mayoría de los procedimientos de diseño hidráulico requieren como entrada la sección geométrica del canal. Cuando se va a revestir totalmente el canal es muy fácil determinar la sección pero cuando se van a construir obras diferentes al revestimiento total no es claro cual es la sección del canal para las circunstancias críticas y la suposición de una sección de canal es muy subjetiva. En estos casos es conveniente establecer varias secciones que podría tener el canal, de acuerdo al comportamiento de la corriente, después de construidas las obras de protección o de manejo. Para determinar estas secciones se debe realizar un estudio de la historia de cambios geométricos en la sección del canal; no solamente en este sitio sino en una longitud grande aguas abajo y arriba del sitio, así como el comportamiento de otras corrientes en sitios aledaños.

Flujo en las curvas

Como se indicó en el capítulo 3 el flujo en las curvas es muy complicado por la distorsión de los patrones de flujo en las vecindades de la curva. Debe analizarse el efecto de la fuerza centrífuga, y las corrientes secundarias; y del incremento de velocidad y esfuerzo tractivos que se generan como resultado de este flujo no uniforme. Adicionalmente se debe tener en cuenta la sobre-elevación del flujo en la curva para lo cual debe tenerse un factor de seguridad en los diseños.

Rugosidad

La determinación de la rugosidad representada por el coeficiente de Manning "n" es un trabajo que requiere de un análisis muy juicioso de la morfología del río, de los sedimentos y de las condiciones generales del flujo. Se recomienda utilizar un criterio para calcular el número de Manning teniendo en cuenta todos los factores en la forma como se indicó en el capítulo 3.

Análisis morfológico e hidráulico

Se debe realizar un estudio previo de las condiciones de geología y morfología del río, perfil longitudinal, localización y variaciones del thalweg, sinuosidad, trenzado, anaramificación, meandros, dinámica fluvial, efectos de la intervención antrópica, tamaños, forma y mecanismos de transporte de sedimentos y análisis de la socavación. Así mismo se deben analizar las condiciones hidráulicas, velocidades del agua, fuerzas tractivas, tipos de flujo, utilizando los modelos matemáticos y programas de software disponibles.

Determinación de la longitud a proteger

La longitud que se requiere proteger de la orilla de una corriente depende de las condiciones locales del sitio. En términos generales la protección debe cubrir una distancia mayor que la longitud impactada en forma severa por las fuerzas de erosión. Sin embargo, no es fácil determinar a primera vista cual es verdaderamente la zona que se requiere proteger, teniendo en cuenta que los problemas tratan de ampliarse tanto aguas arriba como aguas abajo.

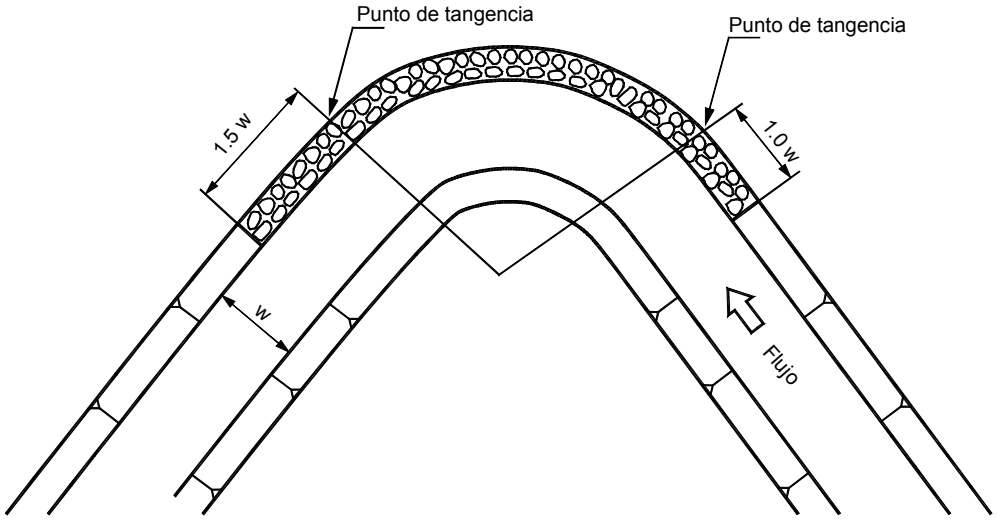


FIGURA 11.2 Longitud mínima de protección de la orilla de una curva en un río (AASHTO).

La AASHTO recomienda para el caso de protección de corrientes junto a carreteras construir obras en una longitud que incluye la zona erosionada y una vez el ancho del canal aguas arriba y 1.5 veces el ancho del canal hacia aguas abajo (Figura 11.2).

La anterior consideración tiene en cuenta que generalmente el problema trata de extenderse más hacia aguas abajo que hacia aguas arriba. El anterior criterio es solamente una guía general. La extensión definitiva debe responder a un análisis completo de la dinámica de la corriente.

Altura y profundidad de la zona a proteger

La altura a proteger depende de un análisis hidráulico de los niveles máximos de agua, de acuerdo al periodo de diseño, adicionando la altura de corrimiento de las olas hacia arriba de las riberas y un factor de seguridad adicional.

Generalmente se recomienda una altura adicional de protección entre 0.9 y 1.2 metros por encima del nivel máximo para la lluvia de 100 años (AASHTO, 1999). La profundidad de protección debe considerar las características de socavación, degradación y sedimentación del canal. Las protecciones deben prolongarse hasta el fondo del canal y enterrarse una profundidad superior a la profundidad máxima de socavación calculada (ver capítulo 4) o diseñar protecciones que se acomoden a la socavación en el momento de su ocurrencia.

Debe tenerse en cuenta que la causa principal de falla de las obras de protección es la socavación.

Tipo de Revestimiento

Existe una gran cantidad de materiales, de constitución muy diferente que pueden ser utilizados para la construcción de revestimientos entre los cuales se encuentran el enrocado, los colchones en gaviones, los bloques o pantallas de concreto, el bolsacreto, las obras en asfalto, los geo-compuestos, los suelos estabilizados y la vegetación etc. El tipo de revestimiento a utilizar depende de la disponibilidad de materiales para su construcción, de las necesidades del diseño especialmente de la fuerza tractiva de la corriente y de la pendiente del talud, y de la disponibilidad de recursos.

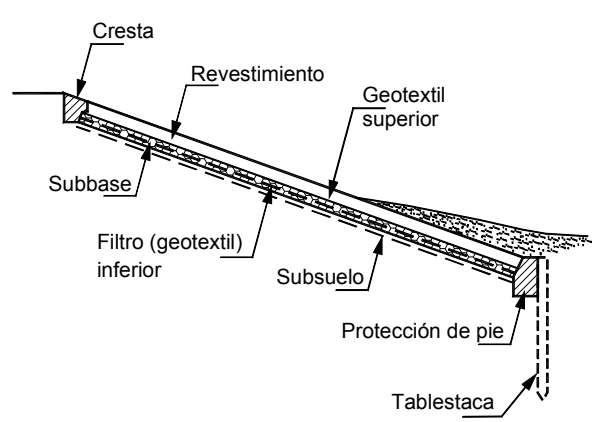


FIGURA 11.3 Detalles a diseñar en un revestimiento.

Detalles a diseñar

El diseño debe incluir además el diseño del talud, los materiales para la construcción del revestimiento, el tamaño y características de los elementos individuales, la sub-base granular si se requiere, el filtro para protección contra la erosión de la cimentación, las protecciones del pié y de la cresta y los sistemas de anclaje (Figura 11.3).

11.2 COMPORTAMIENTO DE LOS REVESTIMIENTOS

El comportamiento de un revestimiento depende de las características propias del revestimiento y del suelo de cimentación. Estas estructuras de revestimiento pueden ser permeables o impermeables, rígidas o flexibles.

Un revestimiento flexible permite cierto grado de movimiento o deformación debido al asentamiento del suelo del talud, manteniéndose el contacto permanente y continuo de la cimentación. Un revestimiento rígido no permite movimientos a excepción del asentamiento uniforme de toda la estructura.

Un revestimiento permeable permite el libre paso del agua, mientras uno impermeable no permite el flujo de agua a su través. El grado de permeabilidad es un indicativo de facilidad con que un flujo de agua puede atravesar el revestimiento.

La capa de filtro se coloca debajo de la armadura para garantizar el subdrenaje del sistema de revestimiento, evitando la formación de presiones de poro en exceso y previniendo la migración de finos del suelo. Esta capa puede ser construida con materiales de filtro naturales como grava o arena o por filtros sintéticos o geotextiles.

11.2.1 ESFUERZOS SOBRE EL REVESTIMIENTO

Como se indicó en el capítulo 3 el movimiento del agua genera esfuerzos sobre la superficie de la orilla, tratando de producir erosión. Si las orillas no tienen una protección adecuada, estas pueden erosionarse y producir otro tipo de amenazas. Las orillas pueden erosionarse por dos procesos diferentes:

1. Abrasión

Los esfuerzos hidráulicos pueden generar desprendimiento del material de la superficie de la orilla.

2. Deslizamiento

La erosión o las fuerzas hidráulicas pueden producir inestabilidad de los taludes, produciéndose movimientos de masas importantes de suelo o roca de la orilla.

Análisis para el diseño

Para el diseño del revestimiento del talud de la ribera de una corriente se pueden utilizar dos procedimientos:

1. Diseño basado en la velocidad

Este sistema es el más sencillo debido a que generalmente, existe conocimiento sobre la velocidad probable de diseño de la corriente. Puede diseñarse con base en la velocidad promedio del canal o trabajar con la velocidad en la superficie del cauce. Debido a la falta de información, generalmente se diseña para la velocidad media de la corriente

2. Diseño basado en la fuerza tractiva de la corriente

Cuando se tiene información completa sobre las fuerzas hidráulicas que actúan sobre el suelo se puede diseñar utilizando los criterios físicos de la fuerza tractiva. Existe una gran cantidad de modelos matemáticos para el diseño de revestimientos utilizando el criterio de fuerza tractiva (Pilarczyk, 1989).

Fuerza de las olas

El ataque de las corrientes de agua y de las olas sobre los revestimientos genera unas condiciones de flujo muy complejas sobre y a través del revestimiento y el filtro. El revestimiento puede ser sujeto a fuerzas de levantamiento por el movimiento del agua hacia arriba del talud. Las fuerzas de levantamiento dinámico pueden ocurrir como un resultado de las ondas generadas por el viento o por las embarcaciones, las cuales causan unos ascensos rápidos de la presión de poros y del nivel de agua junto al revestimiento. La presión de agua genera un flujo interno hacia arriba en el filtro y el revestimiento.

Al subir la onda ejerce una fuerza hacia arriba sobre la superficie del revestimiento y un aumento de la presión interna del agua dentro del filtro y el suelo. A medida que la onda sube sobre él hay una infiltración de agua a través del revestimiento. La cantidad de agua que fluye hacia adentro depende de la permeabilidad del revestimiento y del filtro.

Al bajar la onda ejerce una fuerza hacia abajo sobre el revestimiento, disminuye la presión de poros y ocurre un flujo interno de agua hacia abajo en el filtro y el revestimiento. A medida que la onda empieza a bajar el agua trata de salir nuevamente a través del revestimiento.

En ese momento llega otra onda y se genera un nuevo flujo y presión hacia arriba, la cual se encuentra con la fuerza que baja. La unión de esas dos fuerzas produce una fuerza resultante de levantamiento del revestimiento.

Cuando las fuerzas de levantamiento no son completamente contrarrestadas por el peso del revestimiento se produce un deslizamiento del revestimiento, debido a la reducción de la componente normal del peso y a la disminución de la fricción entre el revestimiento y la capa de cimentación.

Las fuerzas mayores de impacto de las olas ocurren cuando las olas rompen directamente sobre la estructura causando presiones muy altas de impacto de corta duración. El impacto de las ondas puede causar rotura del revestimiento si este es rígido. En el caso de revestimientos flexibles la continuidad de impactos en forma cíclica puede causar fatiga y deformación del revestimiento.

La fuerza de levantamiento depende de la altura de la onda, la pendiente del talud y el espesor del revestimiento. Estas fuerzas de levantamiento son mayores en el momento de ocurrencia de las ondas de mayor tamaño.

Existe una gran cantidad de fórmulas para calcular esta fuerza (Boer y otros, 1983 Bezuijen y otros, 1987, Przedwojski, 1985 y Pilarczyk y otros 2001). En nuestro criterio las ecuaciones desarrolladas por Pilarczyk son las más completas y confiables.

Adicionalmente al análisis de estabilidad del revestimiento debido a la fuerza del flujo de agua y de las olas se deben realizar análisis de deslizamiento sobre la superficie del talud y de estabilidad general del talud, teniendo en cuenta las presiones de poro, causadas por el flujo y el oleaje.

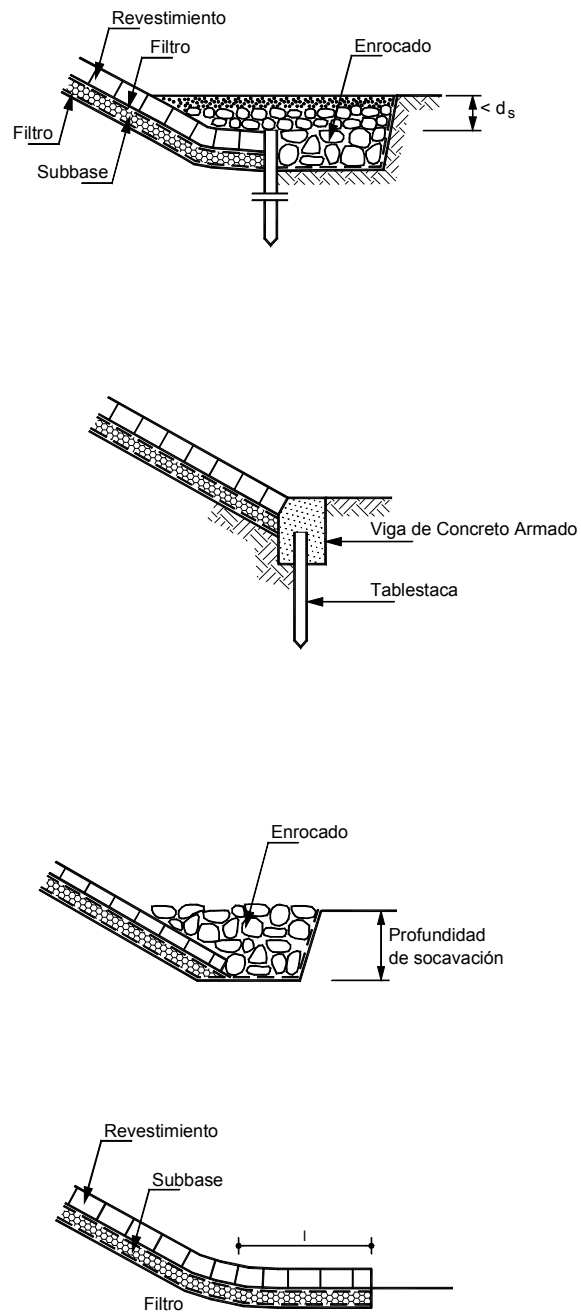


FIGURA 11.4 Detalles de protección del pié de un revestimiento de bloques de concreto.

Mecanismos de falla en los revestimientos

a. Exceso de presión de poros

El exceso de presión de poros es uno de los más importantes mecanismos de falla de los revestimientos.

Si la protección diseñada es de baja permeabilidad comparada con el subsuelo, las olas o la turbulencia generan un exceso de presión de poros debajo del revestimiento, el cual puede producir la licuación o el flujo del suelo inmediatamente debajo del revestimiento, generándose su deslizamiento. Los revestimientos permeables permiten la disipación de esa presión en la medida de que el agua pueda salir de la capa de revestimiento.

b. Migración de finos debajo del revestimiento

Otro problema generado por el agua en la orilla es la migración interna de granos por acción de los gradientes hidráulicos. Este proceso de erosión interna es más grave en suelos con coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} > 10$. Si la porosidad de la protección es alta se pueden perder materiales finos del suelo de cimentación, lo cual puede causar la eventual falla del revestimiento, igualmente puede producirse migración de finos de la capa de filtro hacia el revestimiento. En esos casos debe colocarse un filtro de geotextil entre el revestimiento y el material subyacente.

c. Deslizamiento del revestimiento

El deslizamiento del revestimiento ocurre cuando la componente del peso de éste paralelo al talud es mayor que la fuerza de fricción entre el revestimiento y el talud o cuando no existe apoyo adecuado en el pie del revestimiento.

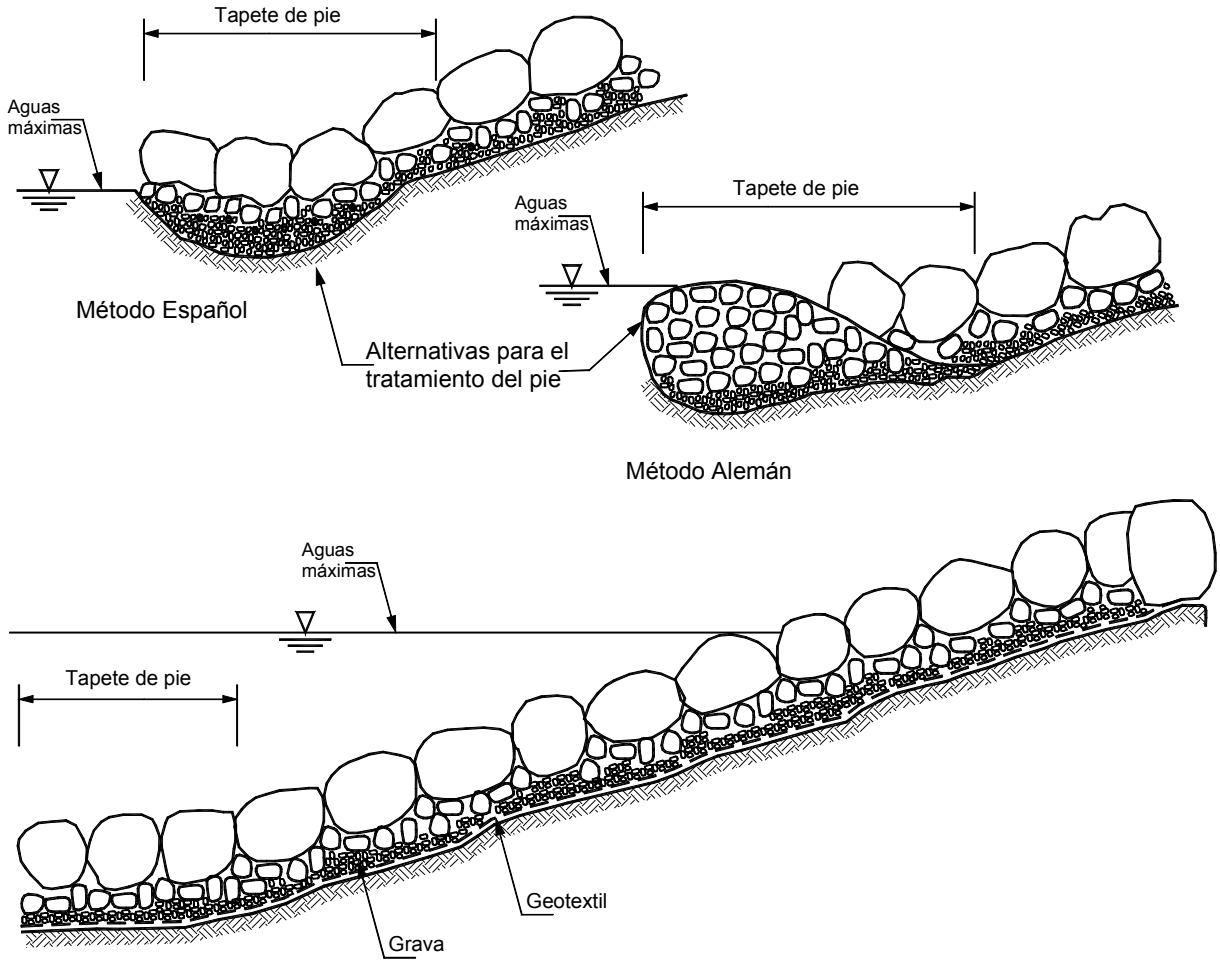


FIGURA 11.5 Esquemas de los sistemas de protección del pié de un enrocado

La posibilidad de ocurrencia de deslizamiento puede aumentarse por la ocurrencia de presiones de levantamiento sobre la parte inferior del revestimiento, las cuales reducen la fricción entre la coraza y el filtro. Pilarczyk (1995) demostró que justo antes de que la onda golpea la estructura hay un incremento en cabeza piezométrica, en la zona cercana a la línea de agua. Se puede asumir que este incremento actúa sobre una altura de revestimiento equivalente a la altura de la onda. Esta cabeza piezométrica puede disminuir la resistencia a la fricción y producir al menos teóricamente la falla del revestimiento en este sector. Si los bloques del revestimiento en la zona cercana a la línea de agua no están bien sujetos pueden deslizarse independientemente del área restante de revestimiento (Figura 11.7).

d. Asentamiento diferencial

Los revestimientos rígidos no deben utilizarse donde exista la posibilidad de ocurrencia de asentamientos diferenciales en el suelo de cimentación. Cualquier asentamiento debajo del revestimiento rígido puede resultar en vacíos que producen puntos de debilidad, los cuales pueden conducir a la falla.

En los sitios en los cuales exista posibilidad de algún grado de asentamiento diferencial debe utilizarse un revestimiento flexible; sin embargo, un revestimiento flexible no es una solución para suelos mal compactados o materiales inestables, el suelo de cimentación debe ser esencialmente estable en condiciones estáticas sin revestimiento.

e. Socavación del pie

La construcción de una estructura de revestimiento puede causar un incremento en la velocidad de la corriente del cauce junto al revestimiento, el cual a su vez causa un aumento de la erosión y la socavación. Este fenómeno puede manifestarse con la formación de fosas de socavación en el pie de la estructura y esta socavación puede producir la falla de la estructura. Para prevenir este fenómeno es importante construir una protección adecuada para prevenir la socavación en el pie del revestimiento. Existe una gran cantidad de procedimientos de protección del pié del revestimiento, desde sistemas muy sencillos, hasta obras profundas como tablestacados (Figuras 11.4 y 11.5). El tipo de protección del pié de la estructura depende de los niveles de socavación esperados.

f. Estabilidad del talud

La falla por estabilidad del talud puede ocurrir por la ocurrencia de presiones de poros relacionadas con la presencia de la corriente, por abatimientos rápidos o por problemas geotécnicos internos del talud de la orilla.

11.3 PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE REVESTIMIENTOS

El diseño del revestimiento de la orilla de un río o canal comprende generalmente las siguientes etapas:

1. Diseño conceptual o heurístico de acuerdo a la situación observada en el sitio y la experiencia en ese río.
2. Esquema del diseño conceptual
3. Ingeniería de detalle.

En las etapas del diseño se deben definir algunos elementos básicos del revestimiento entre los cuales se encuentran:

- Pendiente y forma del talud
- Elevación de la cresta
- Espesor de las diversas capas que componen el revestimiento
- Materiales que componen estas capas
- Sistemas de protección en el pie y otras obras de estabilización.

Parámetros a tener en cuenta en el diseño

Para el diseño deben considerarse un gran número de parámetros para seleccionar el mejor sistema de revestimiento:

a. Parámetros hidráulicos

Los parámetros hidráulicos son esenciales para determinar el tamaño de los revestimientos. Entre estos parámetros se mencionan los siguientes: Velocidad promedio, velocidad en el fondo, ondas, nivel de turbulencia en el flujo, distribución de velocidades en la sección transversal, niveles de agua altos, medios y bajos. Es importante tomar la decisión sobre el periodo de retorno para el cual se plantea el diseño.

b. Parámetros geológicos y geotécnicos

Litología, afloramientos de roca, propiedades de los suelos, características de la erosionabilidad y la inestabilidad histórica de la corriente.

c. Parámetros Ambientales

Debe analizarse la influencia de la protección sobre los habitat de flora y fauna, los factores estéticos, las posibilidades de pesca, deportes y las necesidades de los residentes, agricultores, etc.

d. Factores de navegación

Tráfico de botes, ondas generadas, requerimientos mínimos de ancho y profundidad.

e. Parámetros de construcción

Disponibilidad de materiales y espacio, acceso de maquinaria y trabajadores, posibilidad de construcción por debajo del agua.

f. Parámetros de mantenimiento

Necesidad de labores intensivas de mantenimiento y costos, necesidad de corte de la vegetación.

g. Factor costo

Es un factor muy importante que puede determinar el tipo de revestimiento a utilizar. Se recomienda realizar un análisis costo – beneficio para determinar la solución más efectiva. En este factor debe incluirse los costos ambientales.

h. Factores legales

En cada país, Estado o ciudad pueden existir leyes que regulan el manejo de los ríos.

Procedimiento general de diseño de revestimientos

Williams (2001) recomienda seguir los siguientes pasos para el diseño del revestimiento de un canal:

PASO 1: Seleccione el tipo de revestimiento y determine el esfuerzo permisible de corte, o la velocidad máxima.

PASO 2: Determine la forma del canal, pendiente y caudal máximo de diseño.

PASO 3: Determine el coeficiente n de Manning.

PASO 4: Calcule la profundidad del flujo para la creciente máxima.

PASO 5: Calcule el esfuerzo real de cortante, debido al flujo (τ_d). Si este es mayor que el permisible se debe buscar otras características para el revestimiento.(Tabla 11.1 y figura 11.6).

PASO 6: Determine el esfuerzo real máximo en las curvas.

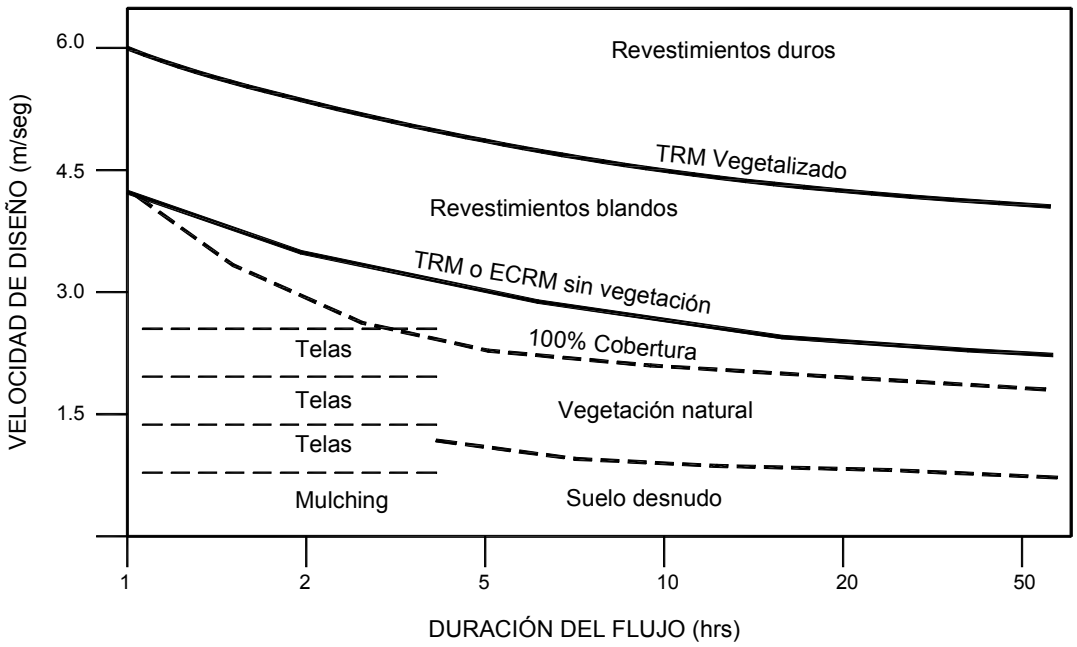


FIGURA 11.6 Velocidades límites sugeridas para el diseño de revestimientos (Synthetic Industries Inc.)

PASO 7: Determine el ángulo de reposo para el material.

PASO 8: Analice la estabilidad del talud.

PASO 9: Diseñe los detalles del revestimiento.

TABLA 11.1 Esfuerzos de cortante permisibles para diferentes materiales de protección (adaptado de HEC-15):

Tipo de revestimiento	Características	Esfuerzo cortante permisible Kg/m²
Temporal	Yute o fique	2.20
	Malla sintética	2.90
	Colchón sintético	9.70
Vegetación	Clase A	18.06
	Clase B	10.25
	Clase C	4.88
	Clase D	2.93
	Clase E	1.71
Protección con grava	1”	1.61
	2”	3.22
Enrocado (Riprap)	6”	9.76
	12”	19.52

11.3.1 CÁLCULO DEL ESPESOR REQUERIDO DE REVESTIMIENTO

Uno de los parámetros básicos a diseñar es el espesor del manto protector. Para el cálculo del espesor de revestimiento se presenta uno de los sistemas universalmente utilizado: las ecuaciones de Pilarczyk:

Ecuaciones de Pilarczyk

1. Para fuerzas producidas por las olas

Pilarczyk(2001) desarrolló las siguientes ecuaciones para representar el equilibrio entre las fuerzas de levantamiento causadas por el oleaje y las fuerzas de gravedad:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right) = \frac{F}{\xi_{op}^{2/3}}$$

Con un valor máximo de:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = 8.0$$

Donde:

H_s = Altura crítica de la onda que causa el levantamiento del revestimiento en metros.

D = Espesor del revestimiento en metros (puede asimilarse al valor de D_{50} para diseño de enrocados).

En la fórmula de Pilarczyk conociendo la altura máxima de onda (Figura 11.7), se puede calcular el espesor crítico del revestimiento.

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$\xi_{op} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_s / L_{op}}}$$

$$L_{op} = \frac{g}{2\pi} T_p^2$$

α = Angulo de pendiente del talud

ρ_s = Densidad del material del revestimiento (cuando hay elementos porosos, como los gaviones o los sacos de arena deben incluirse los vacíos llenos de agua en el cálculo de valor de ρ_s).

ρ_w = Densidad del agua

D = Espesor del revestimiento en metros. (puede asimilarse al valor de D_{50} para diseño de enrocados)

L_{op} = Longitud de onda de la ola pico en metros

T_p = Período de la onda pico en segundos

F = Factor de estabilidad que depende del tipo de revestimiento (Tabla 11.2)

2. Para fuerzas producidas por el flujo de agua

Para calcular las fuerzas generadas por el flujo tangencial de agua Pilarczyk (2001) desarrolló la siguiente expresión:

$$\Delta D = 0.035 \frac{\Phi}{\Psi} \frac{K_T \; K_h}{K_m} \frac{u_{cr}^2}{2g}$$

Donde:

Φ = Parámetro de estabilidad (Tabla 11.3).

ψ = Parámetro crítico de Shields (Tabla 11.4).

K_T = Parámetro de turbulencia (Tabla 11.5).

Kh = Parámetro de profundidad

TABLA 11.2 Valores recomendados para el factor de estabilidad F (Pilarczyk, 2001)

Tipo de revestimiento	Composición del sistema	Valor de F para oleaje permanente	Valor de F para oleaje no permanente
Bloques unidos sobre arena		5	6
Bloques unidos sobre arcilla	Arcilla buena	5	6
	Arcilla mala	4.5	5
Bloques unidos sobre filtro granular	Más permeable el revestimiento que el filtro	5	6
	Permeabilidad similar del revestimiento y el filtro	4	5
	Más permeable el filtro que el revestimiento	3	4
Revestimientos de concreto	Mantos poco permeables sobre filtro granular fino	2.5	3
	Mantos poco permeables sobre arena	3.5	4
	Mantos permeables	4	5
Gaviones		6	9

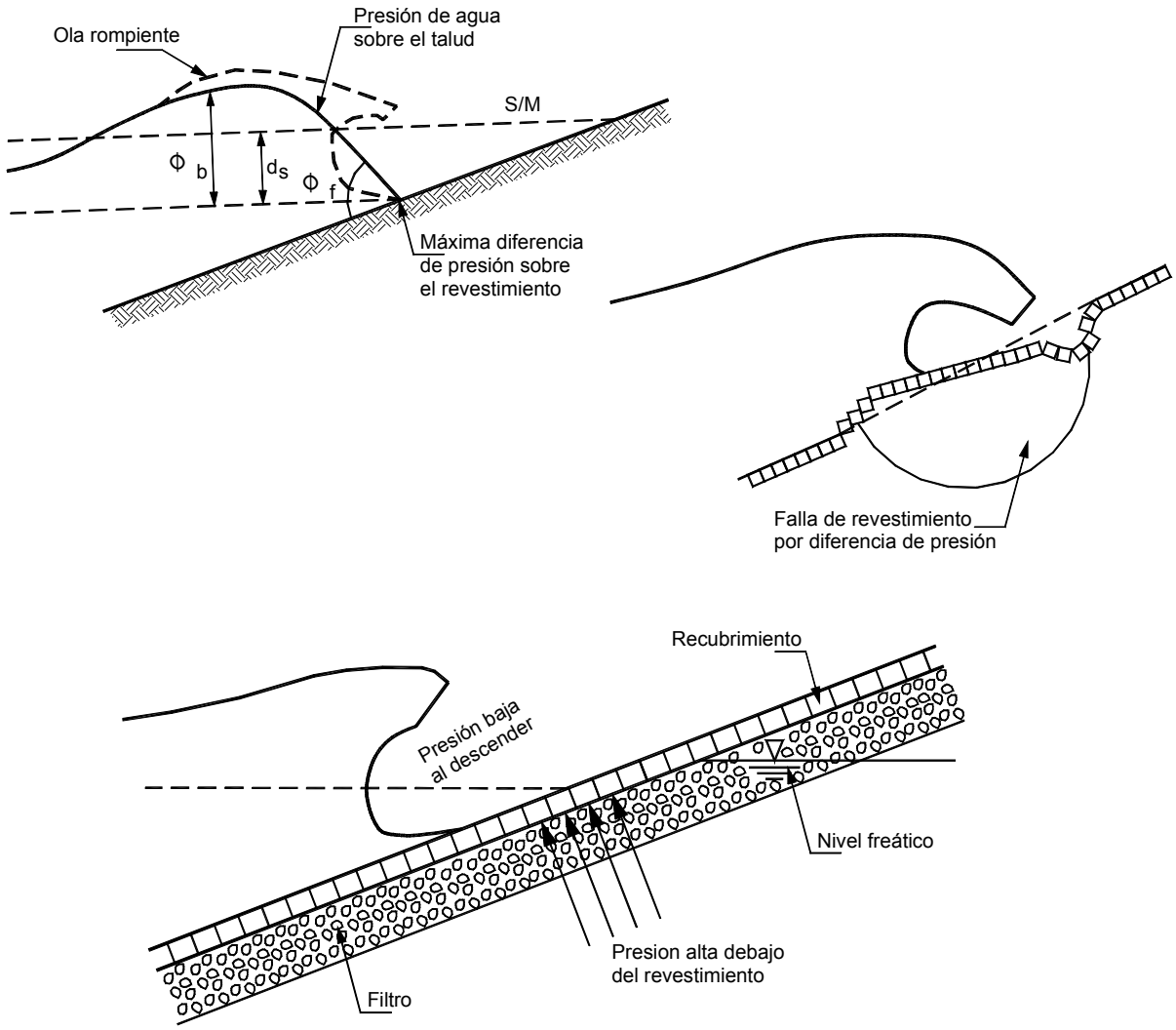


FIGURA 11.7 Mecanismo de falla de un revestimiento por acción del oleaje (Pilarczyk, 2001).

K_m = Parámetro de pendiente del talud

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg^2).

u_{cr} = Velocidad crítica promedio (m/seg.)

TABLA 11.3 Valores del parámetro de estabilidad Φ

Tipo de revestimiento	Parámetro de estabilidad Φ	
	Parte central del revestimiento	Bordes y transiciones
Riprap o bloques sueltos	1.0	1.5
Mantos de bloques, gaviones, geobolsas y geomantos	0.5 a 0.75	0.75 a 1.0

TABLA 11.4 Valores del parámetro crítico de Shields ψ

Material	Parámetro crítico de Shields
Riprap y bolsas pequeñas sueltas	0.035
Bloques entrelazados y bolsas grandes	0.05
Mantos de bloques unidos por cables	0.07
Gaviones	0.07 a 0.10
Geomantos	0.75 a 1.0

TABLA 11.5 Valores del parámetro de turbulencia K_T

Tipo de turbulencia	Sitio	Parámetro de turbulencia K_T
Normal	Muros laterales	1.0
Mediana	Curvas suaves	1.5
Fuerte	Resaltos hidráulicos y curvas fuertes	2.0
	Sitios de alta turbulencia	2.0 a 2.5
Carga directa del agua sobre revestimiento	Jets espirales	3.0 a 4.0

Ecuaciones para calcular el parámetro de Profundidad *Kh*

$$K_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12h}{k_s}\right)\right)^2} 1$$

Para perfil de velocidades bien desarrollado

$$K_h = \left(\frac{h}{k_s}\right)^{-0.2} 2$$

Para perfil de velocidades no desarrollado

$$K_h = 1.03$$

Para flujo muy rugoso ($h/k_s < 5$)

Donde:

h = Profundidad del agua en metros.

k_s = Rugosidad equivalente en metros. Para riprap usualmente se toma igual a dos veces el diámetro de las piedras y para bolsas igual al espesor de las bolsas. Para otros revestimientos k_s es aproximadamente 0.05 metros para superficies lisas.

Ecuación para calcular el parámetro de pendiente del talud K_m

$$K_m = \sqrt{1 - \left(\frac{sen\alpha}{sen\theta}\right)^2}$$

Donde:

α = Pendiente del talud de la ribera

θ = Angulo de fricción del material del revestimiento (Tabla 11.6).

TABLA 11.6 Valores de ángulo de fricción del material θ para diversos revestimientos.

Material	Angulo de fricción θ (º)
Riprap (Enrocado)	40
Sistemas llenos de arena	30 a 40
Revestimientos de concreto o bloques unidos por cables	90
Revestimientos unidos pero flexibles	70
Mantos de geotextil	15 a 20

11.3.2 CALCULO DEL TAMAÑO DE LOS BLOQUES O ELEMENTOS INDIVIDUALES

En los revestimientos de enrocado, los elementos individuales no se encuentran cementados uno con

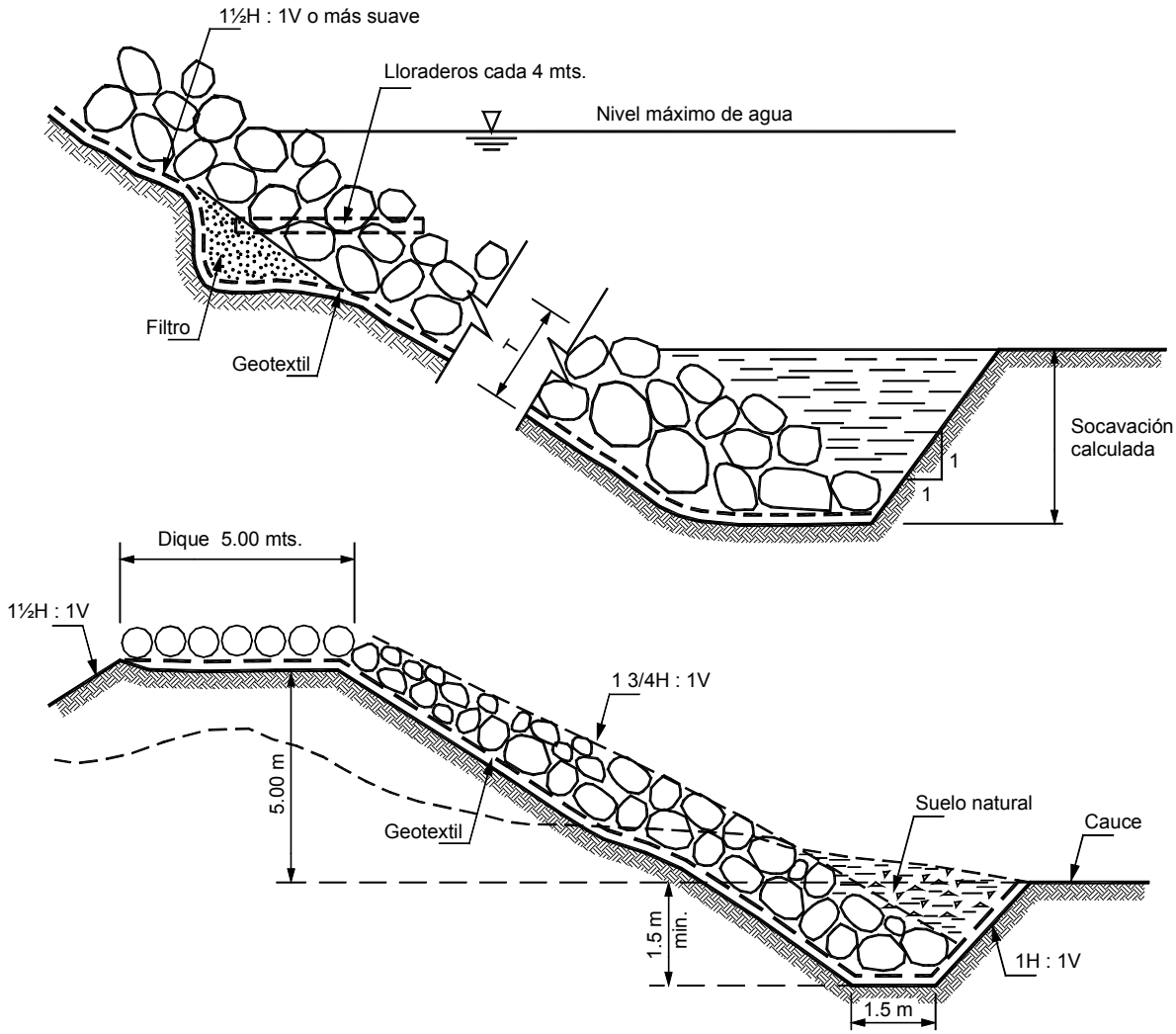


FIGURA 11.8 Protección de la ribera de una corriente utilizando enrocado o Riprap.

otro (Figura 11.8) y la estabilidad de la obra depende del tamaño de los bloques de roca.

Existe una gran cantidad de métodos para calcular el tamaño de los bloques de enrocado, entre ellos el desarrollado por Pilarczyk el cual fue explicado anteriormente.

Aunque no es posible por falta de espacio presentar todos los métodos; a continuación se indican los que de acuerdo a nuestro conocimiento son los más utilizados.

Método del Federal Highway Administration

El Departamento de Administración de carreteras de los EE.UU., como norma presenta la expresión:

$$D_{50} = \frac{0.001V^3}{d_{50}^{0.5} K_1^{1.5}}$$

Método del U.S. Geological Survey

$$D_{50} = 0.01V^{2.44}$$

Método antiguo del Cuerpo de Ingenieros

El cuerpo de ingenieros de los EE. UU. utilizó en el pasado un criterio basado en los trabajos de Isbash (1932). Esta expresión todavía se usa para el diseño de enrocados en condiciones de alta turbulencia (Teal, 1998):

$$D_{50} = \frac{\rho V^2}{(\gamma_s - \gamma) 2 K_1^2}$$

Donde:

ρ = Densidad del agua

γ = Peso específico del agua

γ_s = Peso específico de la piedra

V = Velocidad crítica, igual a velocidad promedio en el canal principal

K_1 = Coeficiente de turbulencia, K_1 = 1.2 para baja turbulencia y K_1 = 0.86 para alta turbulencia.

Método nuevo del Cuerpo de Ingenieros

El US Army Corps of Engineers modificó el criterio anterior y recomienda la siguiente ecuación para el diseño de enrocados en condiciones de pendiente de menos del 2% y baja turbulencia (Maynord, 1993)

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_t y \left[\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s} - \gamma_w \right)^{0.5} \frac{V}{\sqrt{(K_1 g y)}} \right]^{2.5}$$

Donde:

D_{30} = Diámetro para el 30% de pasantes en peso

S_f = Factor de seguridad. Se recomienda un valor mínimo de 1.5

C_s = Coeficiente de estabilidad, 0.3 para roca angulosa y 0.375 para roca redondeada

C_v = Coeficiente de distribución de velocidades, el cual refleja el nivel de turbulencia

C_v = 1.0 para canales rectos y 1.25 para sitios de alta turbulencia

C_v = 1.283 – 0.2 $\log_{10}$ (R/W) en curvas, C_v = 1 para R/W 3 26

C_t = Coeficiente de espesor de revestimiento, generalmente igual a 1.0

y = Profundidad del agua medida hasta el pie del talud

V = Velocidad promedio

K_1 = Factor de corrección por talud

$$K1 = -0.672 + 1.492 \cot(\alpha) - 0.449 \cot^2(\alpha) + 0.045 \cot^3(\alpha)$$

α = Ángulo del talud

Existen programas de software para calcular el tamaño requerido de los bloques de enrocado, de acuerdo a la fórmula anterior.

El espesor del revestimiento debe ser el suficiente para acomodar los cantos más grandes en mínimo dos capas. Debajo del enrocado debe colocarse un filtro de geotextil o de grava. No deben emplearse rocas laminadas, fracturadas o meteorizadas. Igualmente debe evitarse las rocas solubles en agua como las calizas.

Método de Escarameia y May

Escarameia y May (1992) proponen la siguiente expresión:

$$D_{n50} = C \frac{U_b^2}{2g(s - 1)}$$

Donde:

D_{n50} = Tamaño promedio del enrocado

D_{n50} = $(W_{50} / \rho_s)^{1/3}$

D_{n50} = Peso promedio de las partículas

ρ_s = Densidad de la roca

C = Coeficiente que depende de la intensidad de la turbulencia (Tabla 11.7).

Intensidad de turbulencia = (rms u) / u . (Tabla 11.8)

rms u = Raíz de mínimos cuadrados de las componentes lineales de la velocidad

u = Velocidad promedio de la corriente

g = Aceleración de la gravedad

s = Densidad relativa del material

U_v = Velocidad cerca de la superficie del terreno

La ecuación de Escarameia y May incluye un factor de seguridad relativamente conservador.

El diámetro del enrocado para la protección contra oleaje puede ser calculado mediante la siguiente expresión (Escarameia, 1998):

TABLA 11.7 Valores de C para el método de Escarameia y May.

Tipo de revestimiento	Valor de C	Observaciones
Enrocado	12.3 IT a 0.20	Válido para intensidad de turbulencia IT mayores de 0.05 y para taludes 2H : 1V o menores
Bloques de concreto	9.22 IT a 0.15	Válidos para intensidad de turbulencia IT mayores de 0.05 y para taludes 2.5 H: 1V o menores.
Colchones de gaviones	12.3 IT a 1.65	Válidos para intensidad de turbulencia IT mayores de 0.12 y para taludes 2 H: 1V o menores.

TABLA 11.8 Intensidad de turbulencia (Escarameia, 1998).

Condición	Turbulencia	Intensidad de turbulencia IT
Ríos rectos y curvas anchas (R/W >26)	Baja	0.12
Bordes de revestimientos en ríos rectos	Media	0.20
Pilas de puentes, espigones y transiciones	Media a alta	0.35 a 0.50
Abajo de estructuras hidráulicas como vertederos y box coulvert	Muy alta	0.60

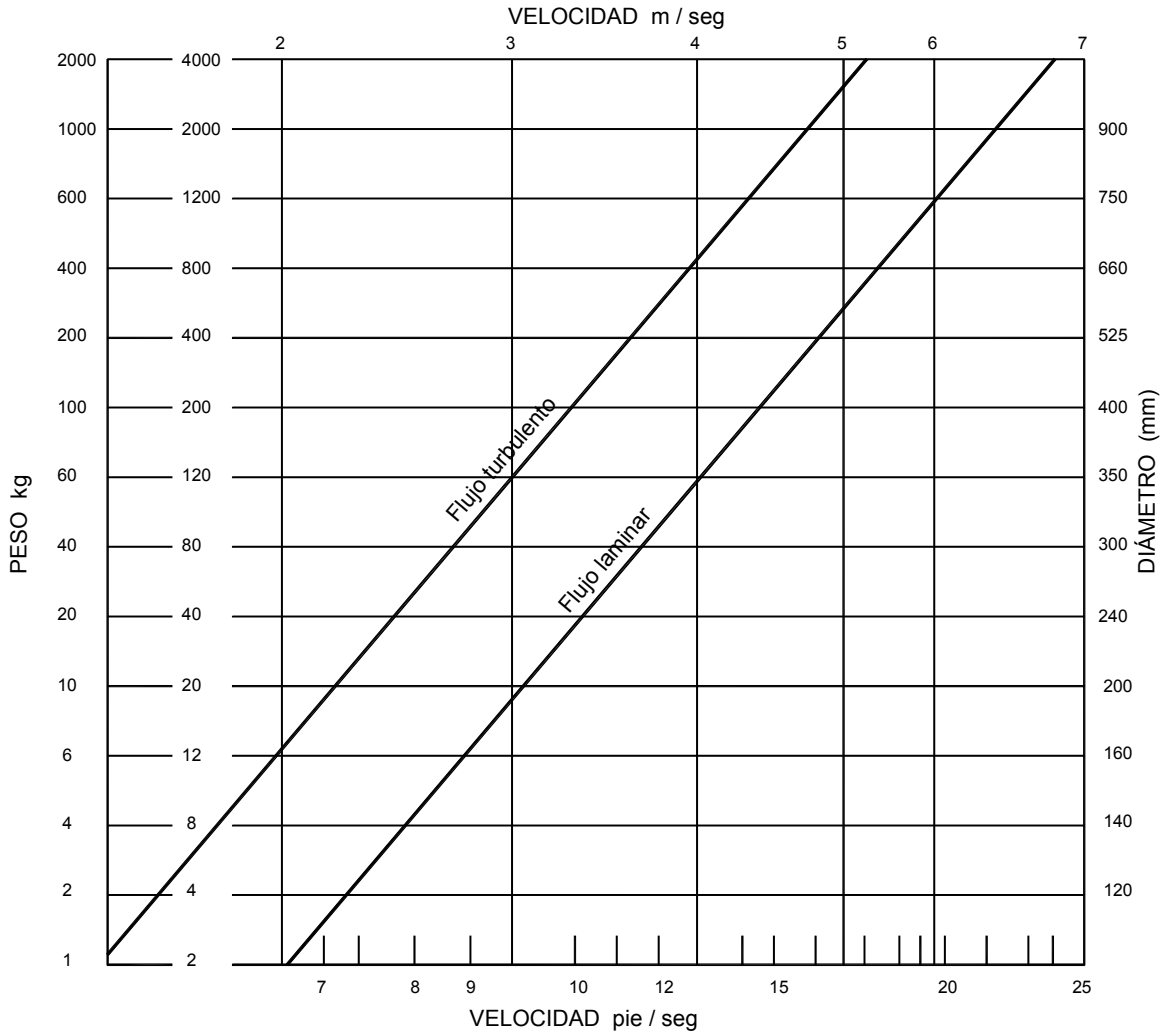


FIGURA 11.9 Estabilidad de enrocados en cuerpos de agua.

$$D_{n50} = 0.34 \frac{H_i}{s - 1} I_r^{0.5}$$

$$I_r = \frac{\tan\alpha}{\left[\left(2\pi H_i\right) / \left(1.3 g T_z^2\right)\right]^{0.5}}$$

Donde:

D_{n50} = Tamaño promedio del enrocado

H_i = Altura máxima de la ola

s = Densidad relativa del material, definido como r_s /r, donde r_s es la densidad de la piedra y r la densidad del agua.

I_r = Número de Iribarren

α = Inclinación del talud de la ribera

g = Aceleración de la gravedad

T_z = Periodo de la onda incidente

Físicamente el número de Iribarren representa la relación entre el talud de la ribera y la pendiente de las ondas incidentes.

Tamaño de los elementos y espesores para resistir fuerzas de oleaje

Cuando existen fuerzas de oleaje se requiere diseñar estructuras de revestimiento mucho más resistentes que para el caso de aguas sin oleaje. El método de Pilarczyk permite realizar un cálculo analítico de los espesores requeridos. Empíricamente se presentan los siguientes estimativos: Para bloques simples de concreto el espesor debe ser superior a 1/6 de la altura de la ola. De esta forma se está teniendo en cuenta que los bloques deben resistir las fuerzas de levantamiento generadas por el rompimiento de la onda. Para placas de concreto la experiencia en Inglaterra a demostrado (McConnell, 1998) que el espesor del revestimiento debe ser superior a 1/10 de la altura de la ola.

11.3.3 PROTECCIÓN DE LOS REVESTIMIENTOS

Filtros de material granular

Los filtros debajo de los revestimientos pueden consistir en materiales granulares como roca triturada, grava o arena, o materiales mixtos como arena – asfalto. Las ventajas de los filtros de material granular son su durabilidad, su peso que contribuye al peso del revestimiento, su buen contacto con las capas inferiores y superiores, la facilidad de reparación y la capacidad de amortiguación del impacto de las olas o de las embarcaciones.

Los filtros de materiales granulares son muy difíciles de colocar por debajo del agua, debido a su segregación y cambio de composición y espesor de acuerdo al proceso de colocación.

Los filtros granulares debajo de los revestimientos deben tener espesores relativamente grandes con valores mínimos entre 150 y 200 mm de espesor o dos veces el diámetro más grande de las partículas del filtro.

Es muy importante analizar las propiedades geotécnicas del material de filtro a utilizar en el diseño de revestimientos. Como norma básica el ángulo de fricción del material de filtro siempre debe ser superior a la pendiente de la ribera sobre el cual se va a colocar.

Filtros de geotextil

Los filtros sintéticos o geotextiles se usan para reemplazar las capas de material granular de filtro convencionales. Los geotextiles usados en revestimientos caben en dos categorías: tejidos y no tejidos.

Los geotextiles tejidos son comúnmente manufacturados de filamentos sintéticos continuos tejidos octogonalmente. Estos materiales tienden a ser relativamente rígidos con muy poca deformación a máxima carga. Sus deformaciones unitarias varían entre 15% y 20%. Los geotextiles tejidos son comúnmente delgados y al deformarse aumentan considerablemente sus poros por separación entre las fibras, afectando su eficiencia como filtros. Por la razón anterior no es común su utilización como filtro.

Los geotextiles no tejidos se construyen con fibras sintéticas colocadas en forma aleatoria y unidas por calor con resina o por punzonado.

Los geotextiles punzonados no tejidos permiten deformaciones hasta más del 100% pero cambian sustancialmente el tamaño de poros y permeabilidad al deformarse. Los geotextiles no tejidos de gran espesor como por ejemplo, con peso superior a 800 gr/m^2., son capaces de resistir esfuerzos mecánicos grandes y con sus espesores de hasta de 10 mm, pueden comportarse muy bien como filtros para revestimientos y al mismo tiempo representar una excelente garantía de estabilidad.

Criterios para los filtros de geotextil

Es muy importante que haya una muy buena unión entre la armadura del revestimiento y el geotextil.

Encima del geotextil y entre este y el revestimiento propiamente dicho se puede colocar una capa de colchón de espesor entre 100 y 500 mm para crear una unión en el sistema y servir de amortiguador de las olas y otros esfuerzos. Esta capa de material debe tener un peso unitario alto y un ángulo de fricción importante, prefiriéndose los materiales angulosos.

Debajo del filtro se puede colocar una capa de transición para rellenar las irregularidades y vacíos y al mismo tiempo mejorar la unión entre el geotextil y el suelo natural, previniendo además la rotura del geotextil por elementos cortantes dentro del suelo.

La infiltración puede limitarse impermeabilizando la superficie debajo del revestimiento con arcilla y concreto o asfalto y se deben colocar lloraderos para disipar las presiones de poro debajo del revestimiento, generalmente en cuadrícula de cuatro metros con lloraderos de dos pulgadas de diámetro (en PVC) y cincuenta centímetros de longitud. En todos los casos se recomienda un filtro o geotextil para prevenir la erosión debajo del revestimiento.

Protección del pie del revestimiento

La protección en el pie del revestimiento cumple dos funciones:

1. Provee soporte a la coraza del revestimiento y al filtro para prevenir falla por deslizamiento.
2. Protege contra la socavación y la erosión en el pie de la estructura.

La protección del pie de un revestimiento puede obtenerse colocando tablestacas, estacas de madera, vigas de concreto o zanjas, en las cuales se entierra la punta del revestimiento.

La protección del pie de revestimientos debe profundizarse muy por debajo del nivel esperado de socavación.

Protección de la cresta

En ocasiones se requiere construir una protección en la cresta o parte alta del revestimiento para evitar erosión por el paso de agua por encima de este nivel, o daño del revestimiento por erosión en surcos y cárcavas por encima de la estructura.

Así mismo puede requerirse un anclaje de la parte superior del revestimiento para evitar su deslizamiento.

La protección de la cresta del revestimiento puede ser una viga de concreto o enterrar el revestimiento dentro de una zanja superior.

11.4. REVESTIMIENTOS CON ENROCADO

El enrocado o Riprap consiste en bloques o cantos de roca de diferentes tamaños con formas irregulares colocados sobre el talud a lo largo de la orilla de una corriente (Figura 11.10). La estabilidad del conjunto se proporciona por el peso de los bloques individuales y el entrelace entre ellos. El enrocado se utiliza cuando hay disponibilidad de roca en un sitio cercano. Se prefieren las piedras con forma de bloque que las elongadas o redondeadas.

La pendiente máxima normalmente aceptada de una ribera para la colocación de enrocados es 2H : 1V. En el caso de utilizar grandes bloques semirectangulares se permiten pendientes hasta 1.5H : 1V (AASHTO 1999). Para pendientes mayores se requieren muros de contención.

Se debe utilizar piedras no redondeadas preferiblemente de forma tabloide con espesores superiores a 100 mm, las piedras pueden colocarse sueltas o pegadas con mortero o concreto. En el caso de utilizar uniones de concreto se requiere construir juntas de dilatación cada 10 a 20 metros. Debajo de la piedra es necesario colocar un manto de geotextil o filtro para evitar la erosión.

Debido a su habilidad para resistir fuertes corrientes el rip rap es un método efectivo y generalmente de bajo costo y es tal vez el material más utilizado para la protección de riberas de ríos. El uso de revestimientos de roca cubre un gran rango de aplicaciones desde la protección directa contra el impacto de flujo hasta la construcción de capas de filtro debajo de otros

materiales. El enrocado puede ser colocado en forma aleatoria (riprap) o colocando bloque por bloque.

El enrocado se adapta fácilmente a los movimientos del terreno, se repara en forma sencilla, puede aumentarse su espesor si se requiere, controla las olas y permite el establecimiento de vegetación.

Tamaño y gradación del enrocado

El tamaño de los bloques de roca, la forma la distribución de tamaños y el espesor de la capa de enrocado son los elementos básicos en el diseño. El tamaño de los bloques se puede dar en peso (Kg) o en diámetro (mm).

Los bloques grandes pueden ser hasta de varias toneladas, los cuales deben manejarse como bloques individuales y los pequeños o finos son los menores de 200 o 250 mm.

La gradación puede caracterizarse por medio de una curva granulométrica similar a la utilizada para clasificación en mecánica de suelos. En las abscisas se coloca la escala de tamaños o pesos en distribución logarítmica, y en las ordenadas el % de pasantes para cada tamaño. De esta distribución granulométrica se obtienen algunos parámetros para caracterizar el enrocado. Entre los parámetros más utilizados se encuentran los siguientes: W_{85}, W_{50}, W_{15}, D_{85}, D_{50}, D_{30}, D_{15}.

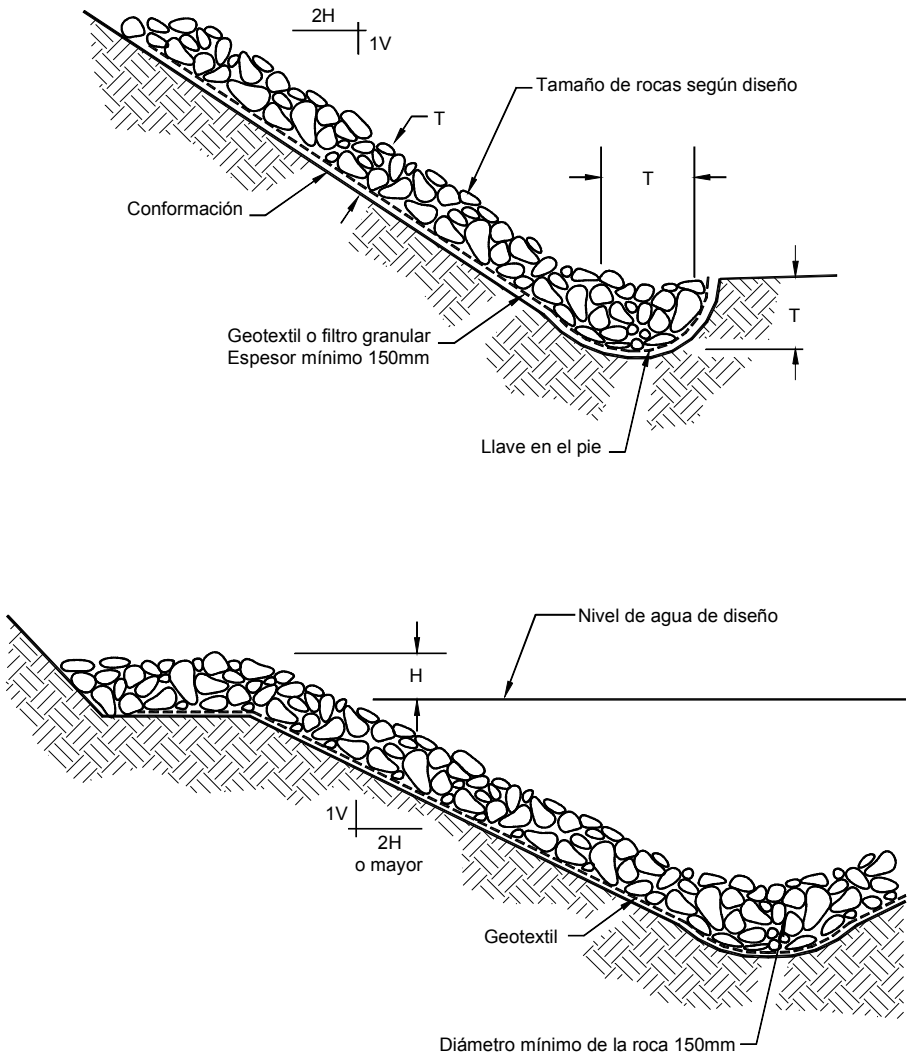


FIGURA 11.10 Revestimientos en enrocado (McCullah, 2000)

Las curvas de gradación pueden clasificarse de acuerdo a la pendiente de la curva. En la tabla 11.9 se muestra la clasificación sugerida por la CUR (1995).

La AASHTO (1999) especifica seis gradaciones diferentes de enrocado con unos límites de gradación, tomando como base los valores D_{100}, $D_{50,}$, D_{10}, y D_5. (Tabla 11.10).

Espesor de la capa de enrocado

Para determinar el espesor de la capa de enrocado se utilizan los siguientes criterios (AASHTO 1999):

- El espesor de la capa no debe ser menor que la dimensión correspondiente al D_{100} y a dos veces D_{50}, la mayor de las dos dimensiones.
- El espesor anterior debe aumentarse en 50% si el enrocado se coloca bajo agua, con el objeto de tener en cuenta las incertidumbres del proceso de colocación.
- Si hay oleaje, alto contenido de sólidos o turbulencia se recomienda aumentar el tamaño del enrocado e incrementar el espesor entre 150 y 300 mm.

Diseño del filtro bajo el enrocado

Debajo de la capa de enrocado se debe colocar una capa de grava, piedra o un geotextil que impida la migración de finos del suelo hacia la superficie por acción de las fuerzas del agua. Adicionalmente este filtro no debe ser capaz de ser extraído a través de los vacíos del enrocado.

En el capítulo seis se indicaron los requisitos que debe cumplir la granulometría de un filtro granular para que sea estable.

El espesor de la capa de filtro varía entre 150 y 450 mm para un filtro de una sola capa y entre 100 y 200 mm para capas individuales de un filtro de varias capas. Cuando las curvas de gradación del suelo, el enrocado y el filtro son paralelas se pueden utilizar los espesores menores y cuando no son paralelas se deben incrementar estos espesores.

En el caso de filtros de geotextil se requiere definir las especificaciones del material con relación a resistencia, deformación y tamaño de los poros.

TABLA 11.9 Clasificación de la granulometría de enrocados (CUR, 1995).

Gradación	D_{85} /D_{15}	W_{85} /W_{15}	Observaciones
Angosta	1.2 a 1.5	1.7 a 3.4	Llamada gradación sencilla
Amplia	1.5 a 2.5	3.4 a 16	Utilizada para riprap
Muy amplia	2.5 a mayor de 5.0	16 a > 125	

TABLA 11.10 Clases y gradaciones de enrocado de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO(1999).

Clase de enrocado	Tamaño de roca (m)	Peso de roca (Kg)	El % que pasa debe ser menor de
Enchape	0.395	85	100
	0.294	35	50
	0.122	2.5	10
Ligero	0.546	225	100
	0.395	85	50
	0.122	2.5	10
0.23 ton	0688	450	100
	0.546	225	50
	0.294	35	10
0.45 ton	0.866	900	100
	0688	450	50
	0.546	225	10
0.95 ton	1.092	1800	100
	0.866	900	50
	0688	450	5
1.85 ton	1.375	3600	100
	1.092	1800	50
	0.866	900	5

La AASHTO exige para condiciones normales de flujo que los filtros de geotextil cumplan con la especificación M288. Para condiciones de mayor severidad se recomienda realizar un estudio más detallado sobre las características que debe cumplir el geotextil debajo del enrocado, en las condiciones particulares del sitio.

Procedimiento de instalación del filtro de geotextil

Para garantizar un buen comportamiento del material de filtro se recomienda tomar las siguientes precauciones en su instalación:

- Conforme el área y remueva los obstáculos para garantizar una superficie uniforme.
- Coloque el geotextil en forma suelta, desenrollándolo en la dirección principal del flujo.
- Cosa o translape el geotextil.
- El geotextil no debe colocarse en taludes de pendiente superior a 2.5 H : 1V a menos que se diseñen y construyan sistemas especiales de anclaje y se diseñe un geotextil suficientemente resistente para soportar los esfuerzos que se generan en la dirección de la pendiente.
- El geotextil debe enterrarse en todos sus extremos arriba, abajo y lateralmente.
- Coloque el enrocado en forma suave sobre el geotextil evitando su rotura.

Sistemas de colocación de enrocados

Existen varias formas de colocación de enrocados así:

Revestimiento con Riprap

El riprap es el término utilizado para describir el enrocado de gradación amplia (D_{85} / D_{15} = 1.5 a 2.5) colocado al volteo sobre los taludes de la ribera. El tamaño utilizado de bloques es generalmente superior a 200 mm, sin embargo, en ocasiones se utiliza riprap con un (D_{85} / D_{15} entre 1.25 y 2.5). Generalmente no se utilizan bloques de más de 1.000 kilos, con excepción de las protecciones marinas. La porosidad de un riprap varía entre 30 y 40% dependiendo de la gradación, de la angulosidad y de la densidad.

El Rip rap es una protección de bloques de roca sueltos sobre la superficie del talud, formando una capa de espesor importante. Esta técnica es utilizada generalmente para la protección de superficies expuestas a corrientes de agua en las riberas de ríos, lagos o mares.

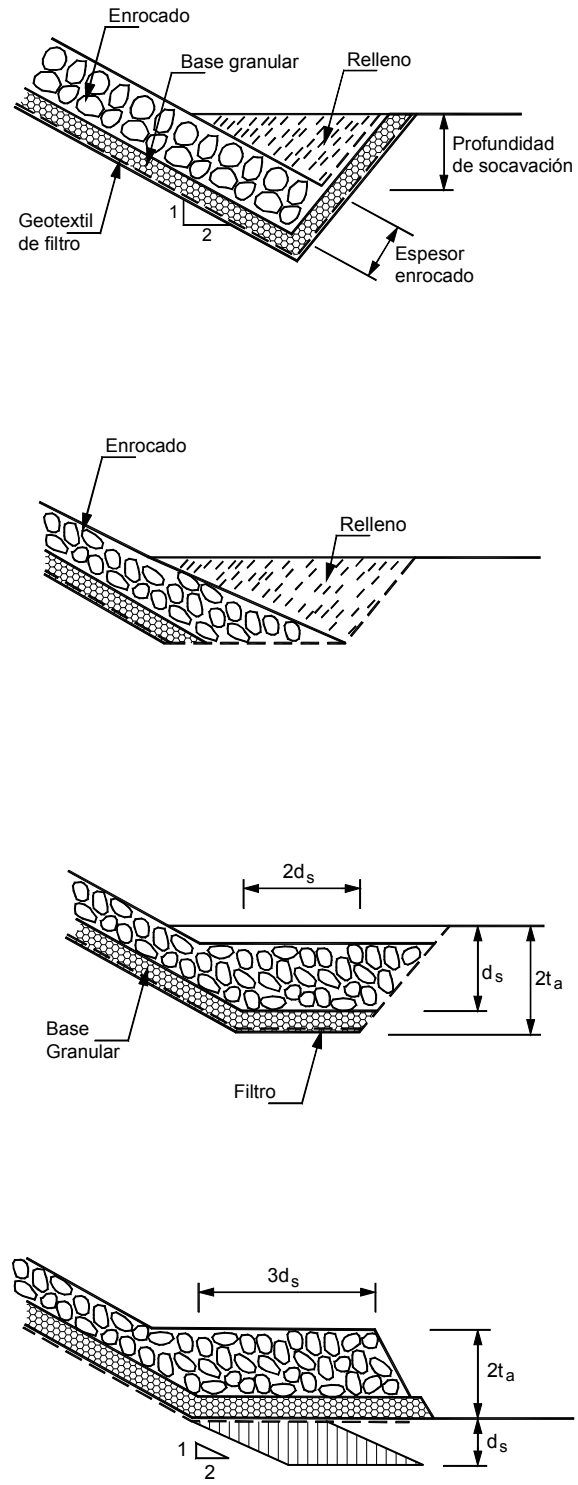


FIGURA 11.11 Detalles del pié de un revestimiento de enrocado.

En la solución general con Rip-Rap generalmente se recubre hasta una altura entre 1 y 1.5 metros por encima de la cota máxima esperada de agua.

El Rip-Rap puede ser colocado al volteo o acomodado manualmente.

Generalmente se coloca una capa de material de filtro o geotextil debajo de los bloques de roca. Los materiales deben ser de roca no meteorizada capaz de resistir la acción del agua.

Aunque no es universalmente aceptado se cree que se obtiene mejor estabilidad con un riprap bien gradado en el cual las partículas pequeñas de piedra llenan los espacios de las piedras de mayor tamaño. En esta forma se obtiene una porosidad de aproximadamente 25% comparada con 40% de la gradación uniforme.

En una obra de riprap se pueden utilizar formas de bloques desde redondeados hasta angulares y elongados, aunque generalmente no se recomienda la utilización de partículas elongadas por su menor resistencia al flujo y la dificultad para acomodarse en posición. Algunas fallas se han atribuido al uso de bloques redondeados, sin embargo, muchos autores aseguran que las piedras redondeadas son tan estables como las angulosas.

El diámetro del riprap puede especificarse como el lado de un volumen equivalente cúbico D_n o el diámetro equivalente de una esfera D_s. Debe tenerse en cuenta que $D_s = 1.24\ D_n$.

El ángulo de fricción interna de un enrocado generalmente varía entre 40º y 45º (Escarameia, 1998). El espesor del revestimiento no debe ser menor de 2 x D_{n50} o 1.5 x máxima dimensión del enrocado.

Para el diseño del enrocado se pueden utilizar los criterios explicados anteriormente de acuerdo a las ecuaciones de Escarameia y May, Pilarczyk y Maynord. El diseño de un revestimiento en riprap no debe limitarse a la determinación del tamaño del bloque de roca y el espesor del revestimiento, adicionalmente deben diseñarse filtros de materiales granulares o geotextiles debajo del enrocado.

También debe mencionarse que cuando el riprap es colocado, el material rueda por el talud en una determinada longitud que depende de las características del talud como del enrocado y del flujo de agua.

El enrocado puede colocarse en taludes con pendientes hasta de 1.5 H : 1V, sin necesidad de anclajes especiales, pero para taludes mayores se pueden requerir anclajes o pilotes.

Zanjas rellenas de riprap

El sistema consiste en la excavación de unas zanjas a lo largo de la orilla de la corriente, las cuales se rellenan con piedra colocada generalmente al volteo. Las zanjas se utilizan cuando se espera una rata fuerte de erosión, altas velocidades o grandes profundidades de flujo. Estas zanjas generalmente se rellenan con piedra de gran tamaño, teniendo en cuenta que su utilización es generalmente para zonas de alta velocidad. El espesor del enrocado y el tamaño de las piedras generalmente se calcula utilizando los mismo criterios que para el revestimiento con riprap y la principal diferencia es el procedimiento constructivo y su comportamiento en forma similar a la de un muro, aunque con las ventajas de su facilidad de reacomodo a la socavación.

Bloques masivos de roca

Aunque es menos común que el riprap, los grandes bloques de roca también se les utiliza con frecuencia para la protección de riberas de ríos. Aunque no existe una definición clara sobre que se debe considerar un bloque grande de roca, en Inglaterra se utiliza ese término para bloques de más de 1.000 kilogramos, que corresponden a diámetros superiores a 700 mm. Los bloques de roca se colocan uno por uno en hileras para formar generalmente, gradas en la ribera. Comúnmente se coloca suelo entre los bloques para permitir el establecimiento de vegetación.

En el diseño de protecciones con bloques masivos de roca es importante una buena cimentación en el pie del sistema preferiblemente por debajo del fondo del cauce y la colocación de un filtro en geotextil entre el enrocado y el suelo de la ribera.

El diseño de los bloques de roca generalmente, se realiza basados en la experiencia y la buena práctica de la ingeniería. No existen fórmulas específicas para este diseño. Los bloques pueden diseñarse en grupos masivos para que actúen como muros de contención y ayuden a la estabilidad de los taludes cuando existen problemas geotécnicos.

Roca colocada a mano

La colocación de enrocados a mano ayuda a formar un revestimiento más agradable estéticamente. Se puede escoger la forma y el color de cada piedra para combinar con el medio ambiente. Comparado con el riprap se requiere mucha más mano de obra; sin embargo, generalmente requiere de menores volúmenes de material.

Comúnmente entre las piedras grandes se colocan piedras más pequeñas y usualmente se utiliza una sola capa de material. Para el diseño se utilizan las mismas expresiones matemáticas que para el diseño del riprap.

Enrocado anclado

Cuando las rocas disponibles no poseen el peso necesario para su estabilidad contra la corriente, se pueden utilizar los enrocados anclados que consisten en un enrocado simple sobre el cual se coloca una malla de acero galvanizado anclado con pines de acero. El tamaño de la malla debe impedir la salida de los cantos o bloques.

Camellones o caballetes de roca

Un camellón es un dique de protección de orilla en piedra colocado a una distancia determinada hacia afuera del borde de la orilla, el cual actúa como protección solamente en el momento de desborde o inundación de la corriente. (Veri-tech, 1998). Los caballetes pueden ser apropiados para situaciones de emergencia o para evitar el desborde de las corrientes. El diseño del tamaño de la roca se realiza en la misma forma que un riprap de acuerdo a la velocidad o a la fuerza tractiva de la corriente.

Enrocado en lagos

Los lagos y embalses erosionan por acción del oleaje. La altura y fuerzas de las olas depende de la longitud de agua expuesta a la acción del viento. En embalses al descender el nivel del agua, disminuye la fuerza de erosión de las olas pero el proceso de ascenso y descenso destruye la vegetación exponiendo el suelo y formando una terraza de erosión.

La erosión superficial en taludes de presas por acción del agua del embalse puede obedecer al lavado de partículas por el descenso del agua, y la velocidad del oleaje a procesos de secamiento-humedecimiento o a la formación de cárcavas horizontales.

El talud húmedo debe protegerse contra el efecto erosivo de las olas, contra la oscilación brusca de niveles y contra la acción directa de la precipitación. El tipo de protección recomendado generalmente es el enrocado.

Protección de taludes de pequeñas presas

Las recomendaciones mínimas que se deben seguir para el diseño del enrocado para presas pequeñas son, de acuerdo al manual de pequeñas presas del HIMAT-Colombia:

a. El enrocado se debe colocar sobre un filtro de grava y gravilla de 0.30 m. de espesor.

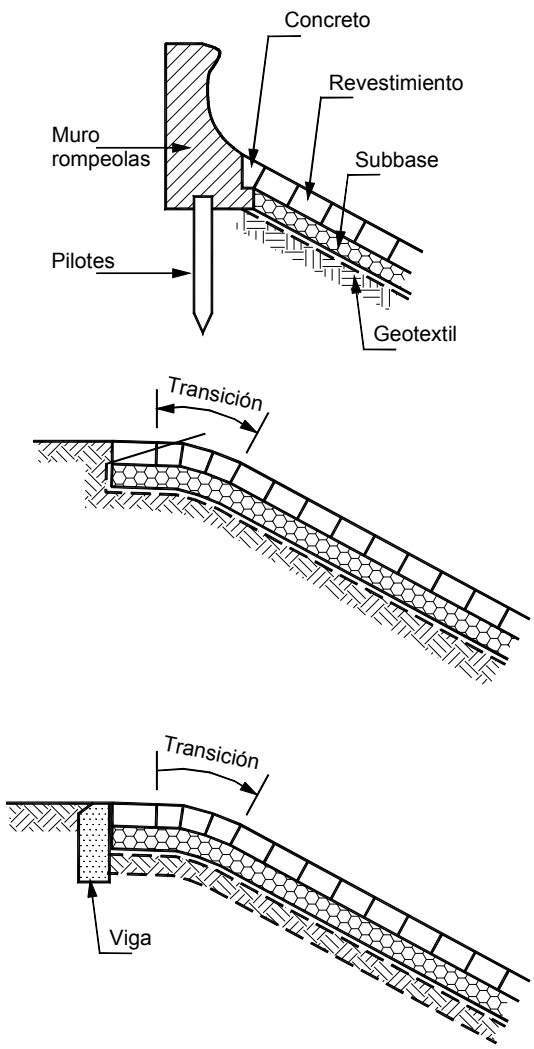


FIGURA 11.12 Detalles de la cresta de un revestimiento con bloques de concreto.

b. El espesor mínimo del enrocado es de 0.30 m. si se coloca en forma manual y de 0.45 m. si se coloca al volteo, es decir descargado directamente sobre el filtro del talud por las volquetas. Para taludes 2H : 1V el espesor del enrocado se aumenta en 0.15 m.

c. El enrocado se coloca en todo el talud desde el pie hasta el borde de la corona.

d. Las rocas encogidas para el enrocado deben ser angulares, duras, de peso individual variable entre 10 y 300 libras, pero sin que el porcentaje de rocas de diez libras ni el de trescientas libras sea mayor de 25%. Además el tamaño debe ser variable.

FOTOGRAFÍA 11.1 Revestimiento del talud de una presa utilizando enrocado.

FOTOGRAFÍA 11.2 Protección de orilla del Río Magdalena utilizando revestimiento en bolsacreto.

11.5 REVESTIMIENTOS CON BLOQUES DE CONCRETO

Los bloques prefabricados de concreto son utilizados con mucha frecuencia para el revestimiento de ríos en sitios de turbulencia baja a mediana, estos bloques son comúnmente utilizados para revestimientos en sitios donde no es posible conseguir bloques de roca y económicamente es mejor la prefabricación de bloques en concreto.

Los bloques de concreto pueden ser libres o pueden estar entrecruzados o ligados por medio de cables. Los bloques simples pueden colocarse libremente sobre el talud apoyándose en su peso unitario y su fricción. Los bloques pueden estar entrelazados lo cual les da una mayor estabilidad

Tamaño requerido de los bloques de concreto

Para el diseño de bloques planos de concreto que resistan oleaje se puede utilizar una expresión muy similar a la utilizada para el enrocado, según Escarameia (1998).

$$D = G\frac{H_i}{(s-1)\cos\alpha} I_r^{0.5}$$

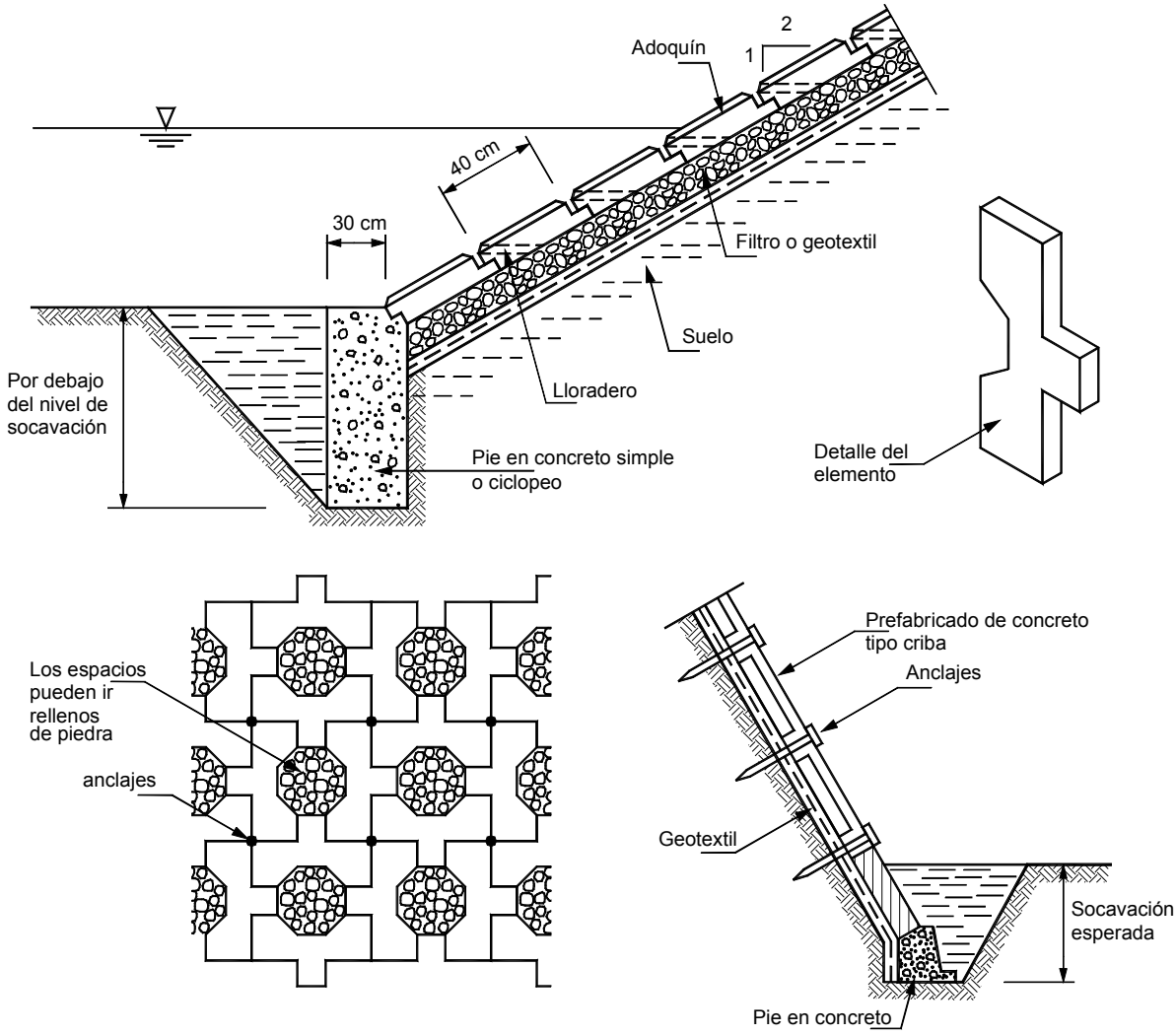


FIGURA 11.13 Protección con adoquines.

Donde:

D = Espesor de los bloques

H_i, s, α, I_r fueron definidos para el diseño de enrocado

G = Coeficiente que depende del tipo de bloques

G = 0.19 a 0.26 para bloques sueltos y 0.15 a 0.19 para bloques unidos por cables.

Esta ecuación no cubre la totalidad del rango de sistema de bloques existentes en el mundo, muchos de los cuales son celulares y por lo tanto tienen diferentes características de resistencia al ataque de las olas.

Sistemas de revestimiento con bloques de concreto

La mayoría de los sistemas de revestimientos con bloques de concreto para riberas de ríos son objeto de patentes y ellos se clasifican en cinco categorías:

1. Bloques individuales sueltos colocados al volteo (camarones)

Consisten en bloques prefabricados de concreto, los cuales se colocan sobre la orilla en forma aleatoria similarmente a la colocación de un riprap, con la diferencia que no se utiliza roca sino bloques de concreto. Los tamaños típicos de estos bloques varían de 300 a 600 milímetros y generalmente son de forma alargada pero curva para que permitan un entrelace más eficiente entre ellos.

2. Bloques individuales colocados a mano (adoquines)

Esta categoría comprende los revestimientos formados por la yuxtaposición de bloques conectados los unos a los otros, en tal forma que movilizan fuerzas fuertes de fricción unos con otros (Figura 11.14). Generalmente, son bloques pequeños que pueden colocarse con la mano, aunque algunos fabricantes han desarrollado sistemas especiales que son colocados con maquinaria.

La estabilidad de estos bloques cuando no existen altas turbulencias depende principalmente de la velocidad del flujo, la densidad del concreto y el espesor de los bloques, siempre y cuando haya una buena unión entre ellos y el talud sea de suave pendiente.

El revestimiento con adoquines entremetidos es usado en taludes de pendientes menores a 1H : 1V. Se acostumbra colocarlos sobre geotextil o sobre grava arcillosa. Los adoquines son de gran tamaño y se recomienda construir un apoyo de concreto en el pie del talud.

El diseño de estos bloques cuando no existe turbulencia puede realizarse mediante las siguientes expresiones:

$$D_n = 0.037 U_d^2 / (s - 1)$$

Para protección continua

$$D_n = 0.048 U_d^2 / (s - 1)$$

Para bordes de revestimientos

Donde:

D_n = Espesor de los bloques

s = Densidad relativa del concreto

U_d = Velocidad promedio del flujo.

Esta fórmula solamente se recomienda para rectas con bajo nivel de turbulencia. Para situaciones de turbulencia se deben utilizar las expresiones de Escarameia y May, Pilarczyk y Maynord presentadas anteriormente.

TABLA 11.11 Espesores de revestimiento en bloques para diferentes velocidades en rectas con bajo nivel de turbulencia (Escarameia, 1995)

Espesor de los adoquines (mm)	Velocidad límite (m/seg.)
75 a 80	1.4
90	1.5
100	1.6
100 con pasto	4.0
150	1.9
175	2.1

Como se observa en la tabla 11.11 la colocación de pasto o vegetación sobre los bloques aumenta considerablemente la resistencia de estos a la erosión. Adicionalmente al espesor se debe diseñar un buen sistema de drenaje en la base por medio de un filtro granular o geotextil y la colocación de anclajes por medio de vigas enterradas de concreto para evitar el deslizamiento de los bloques talud abajo.

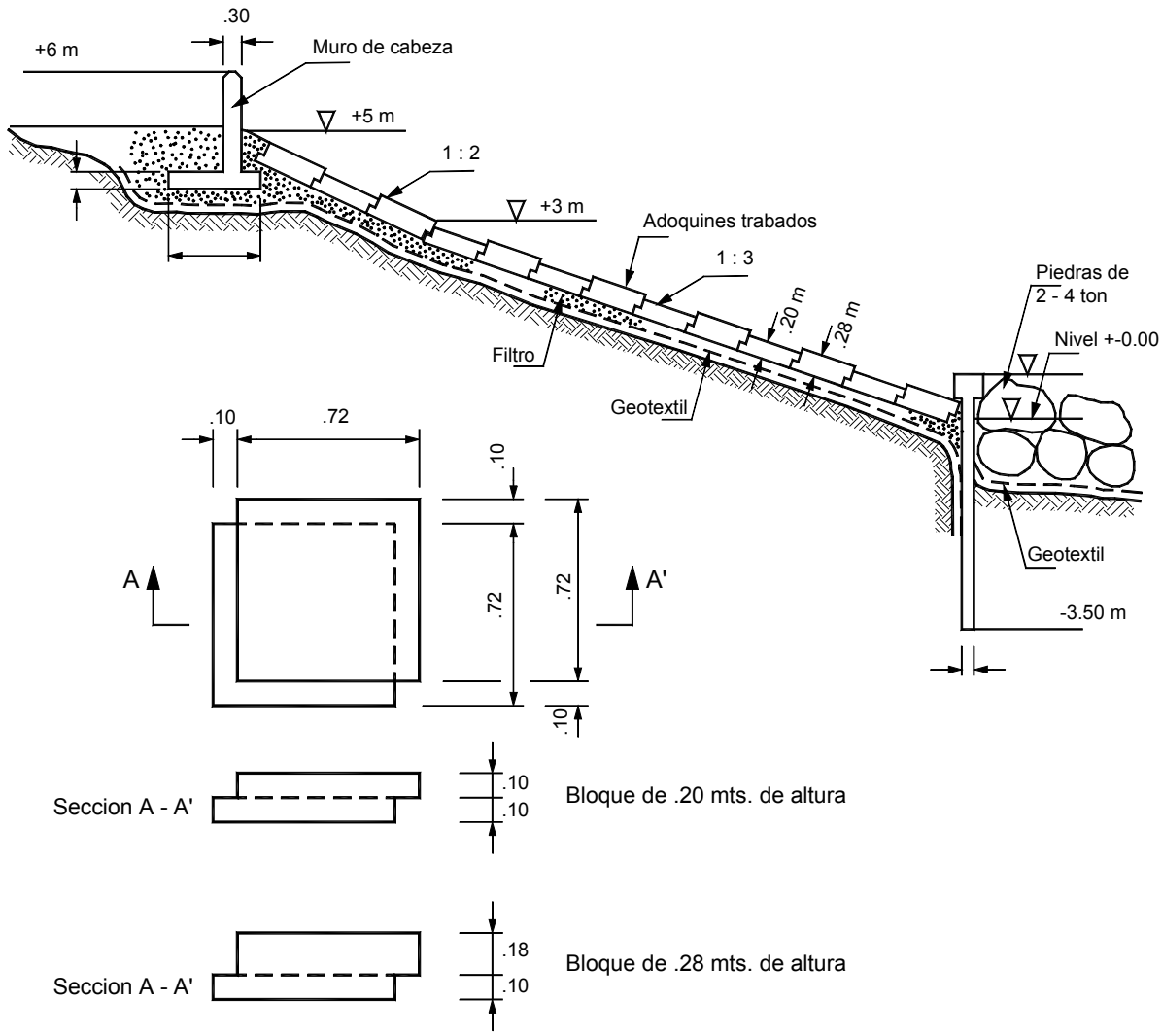


FIGURA 11.14 Protección con adoquines grandes.

Cuando se utilice este tipo de bloques debe tenerse especial cuidado de protegerlos contra el vandalismo y el robo. Por su facilidad de desprendimiento estos bloques son presa fácil de ladrones que los llevan para utilización en sus viviendas.

3. Bloques articulados unidos por varillas de acero

Este sistema consiste en bloques de concreto unidos para formar una manta articulada flexible. Los adoquines tienen un refuerzo interno y barras dobladas que sobresalen. Las argollas del refuerzo se unen por medio de varillas o cable para que el conjunto trabaje en forma integrada. Los cables y varillas expuestas deben recubrirse para protegerlos contra la corrosión. Este revestimiento es costoso y tiene el inconveniente de su poca efectividad en aguas saladas o ácidas por su problema de corrosión.

4. Bloques conectados por medio de cables

Los bloques de concreto prefabricado pueden unirse entre ellos para formar una especie de colchones, los cuales reducen el riesgo de colapso progresivo del revestimiento y facilitan la colocación bajo agua y el cubrimiento de áreas extensas con un número bajo de operaciones. La forma más común de conectar estos bloques es por medio de cables de acero y sintéticos, los cuales se introducen a través de orificios dentro de los bloques, formando paneles que pueden variar entre 7.0 y 30 metros cuadrados cada uno.

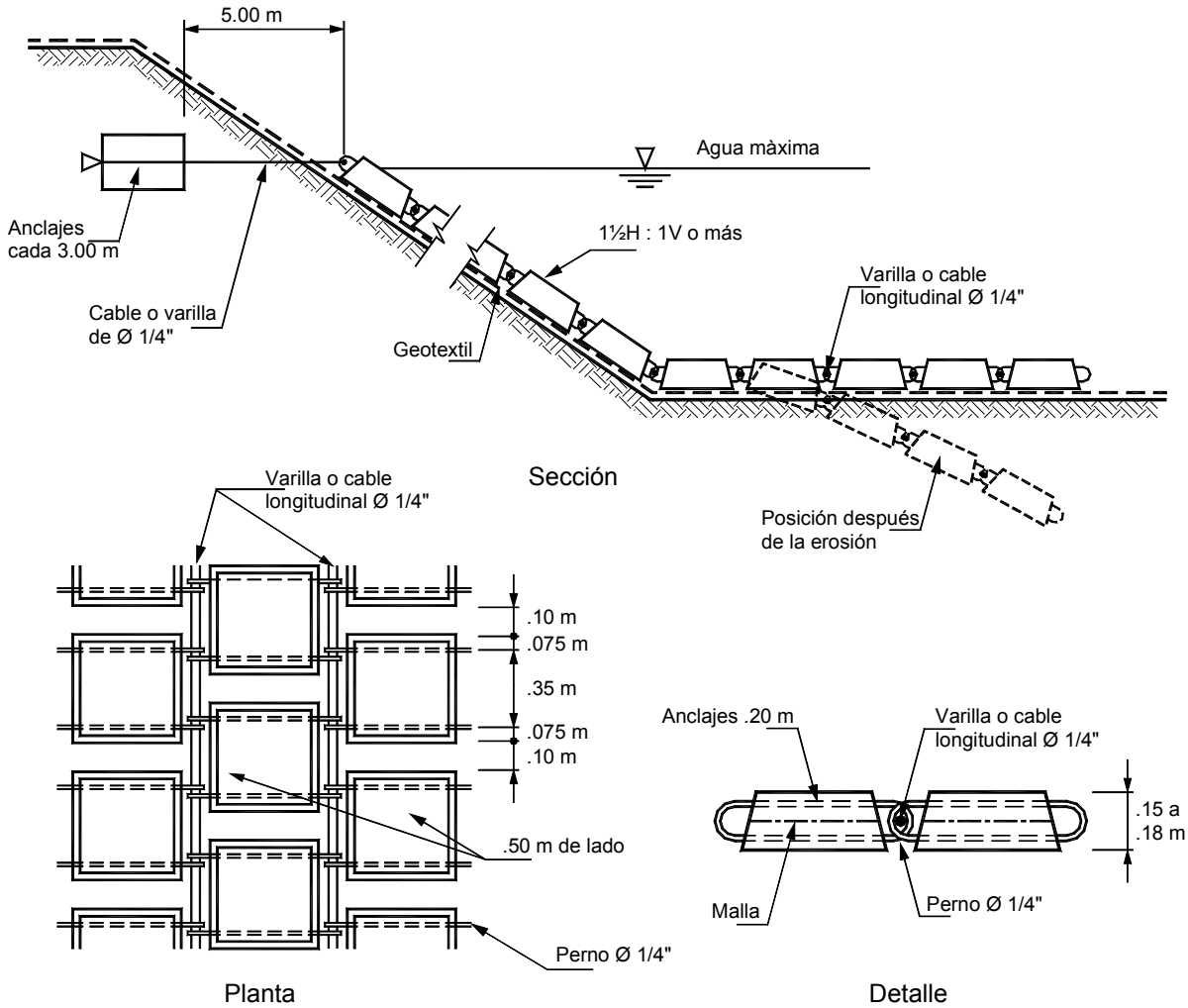


FIGURA 11.15 Protección con adoquines articulados.

Los sistemas de cables son generalmente instalados en la orilla con los cables en la dirección normal al flujo; sin embargo, existen sistemas con cables cruzados. Una alternativa a los cables es el pegar los bloques a una membrana de geotextil con suficiente resistencia para resistir las fuerzas de izado durante la instalación. Este sistema permite la colocación total del revestimiento bajo agua, minimizando las dificultades de la colocación del geotextil, el cual se requiere en todos los casos por debajo del sistema de bloques.

Los sistemas de bloques con cables utilizan elementos prefabricados de mayor tamaño, los cuales generalmente resisten mayores fuerzas de la corriente. Se utilizan bloques hasta de 200 kilos por metro cuadrado y pueden alcanzar hasta 500 kilos por metro cuadrado con espesores hasta de 225 mm.

El diseño de los bloques conectados con cables incluye el espesor del concreto, la densidad del concreto y la velocidad de flujo.

Para el diseño se recomienda utilizar las mismas expresiones utilizadas en el diseño de revestimientos con bloques sin cables. Es importante tener en cuenta la necesidad del drenaje por medio de filtros granulares o geotextiles.

Las experiencias en Europa muestran que los bloques de concreto unidos con cables representan una buena protección para flujos con velocidades hasta de 4 m/seg. Esto se combina con la habilidad para resistir ataque de olas y turbulencia de flujo.

Al colocar bloques unidos por cables y vegetación con raíz profunda, la ribera puede resistir velocidades hasta

de 8 m/seg. (Escarameia, 1998). Esta solución solo es posible en climas que permitan el crecimiento fácil de la vegetación.

5. Geoceldas celulares rellenas de concreto

Las geoceldas son construidas con cintas de polietileno de alta densidad soldadas a intervalos regulares para formar un panel tridimensional en forma de panal. Adicionalmente a las geoceldas se le pueden incorporar tendones de refuerzo. Una vez extendidas las celdas se rellenan con material granular o con concreto. Las celdas se colocan sobre geotextil y material de soporte (Figura 11.16).

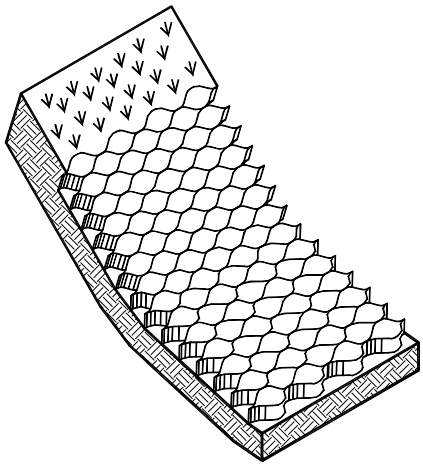


FIGURA 11.16 Protección con esterillas celulares.

Se debe diseñar el espesor del material de polietileno, el espesor del revestimiento y el tamaño de las celdas. En Pensilvania (EE.UU.) se requiere que el espesor de la lámina principal sea de 50 mils y las láminas secundarias de 30 mils y el caudal de diseño para la lluvia máxima en 24 horas y período de retorno de 100 años (Sochovca y otros, 1998).

El colchón se extiende sobre la superficie del canal previa colocación de una tela geotextil, extendiéndose una distancia por encima del nivel de aguas máximas calculado, se ancla por medio de pines metálicos y luego se rellena de concreto.

Estos bloques pueden resistir velocidades entre 6 y 8 m/seg., de acuerdo al espesor y tamaño de las celdas.

Procedimiento de diseño de revestimientos con bloques de concreto

1. De acuerdo a las características de la corriente, determine el sistema más apropiado de revestimiento y criterios de estética, económicos, etc.
2. Calcule el espesor mínimo y tamaño de los bloques de concreto.
3. Diseñe el sistema de filtro y /o manto de apoyo.

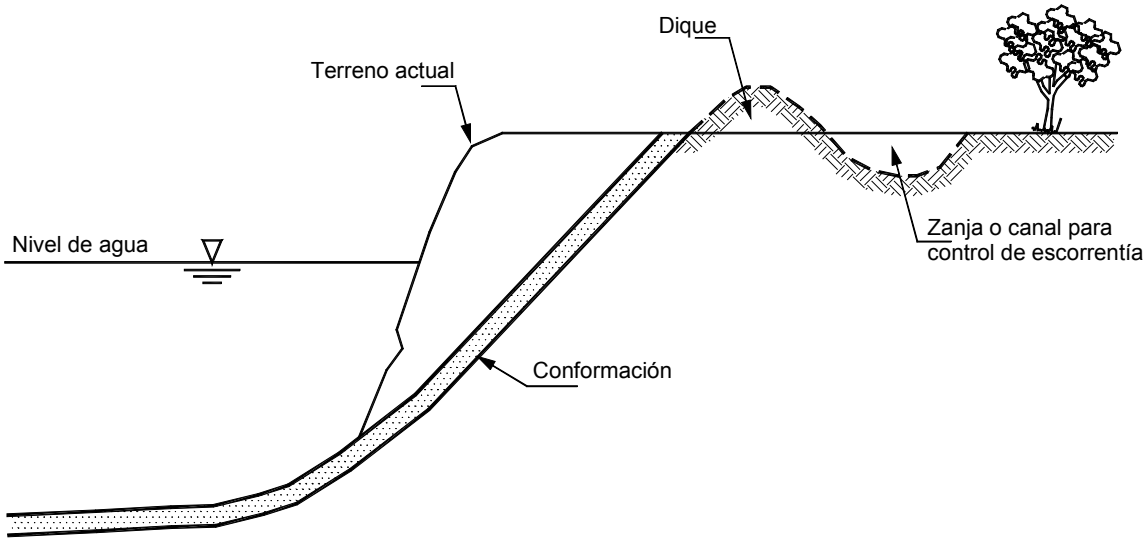


Figura 11.17 Conformación del terreno antes de colocar el revestimiento.

Detalles constructivos

- La superficie de apoyo del revestimiento debe conformarse a una pendiente uniforme, eliminando todas las salientes y huecos (Figura 11.17). Se recomienda compactar la superficie antes de colocar el geotextil y el revestimiento.
- Los bordes superior, inferior y laterales de los revestimientos requieren un tratamiento especial para prevenir su socavación. Este sistema puede consistir en una viga perimetral de concreto armado o un sistema de enterramiento de los bloques en los bordes.
- Los espacios entre adoquines por encima del nivel de agua deben rellenarse con tierra y sembrar vegetación.

Bloques de piedra o de concreto pegados con concreto

En este sistema los vacíos entre los elementos se rellenan de concreto para formar un revestimiento monolítico. Su comportamiento es muy similar al de un revestimiento totalmente en concreto.

Comparativamente con el uso de piedra suelta, la piedra pegada permite la utilización de partículas más pequeñas pero la permeabilidad del revestimiento es necesariamente menor.

Existen varias formas de cementar el enrocado, así:

a. Colocación de las piedras a mano conjuntamente con el mortero o concreto.

b. Colocación del cemento o mortero encima del enrocado. La mezcla no necesariamente penetra la totalidad del revestimiento y solo llena aproximadamente 1/3 de los vacíos.

c. Inyección completa del enrocado con lechada de cemento.

Al colocar piedra pegada se puede disminuir el tamaño de los bloques requeridos en el diseño hasta en un 10% con revestimiento superficial y hasta un 40% cuando el 60% de los vacíos se encuentren cementados.

Se requiere la construcción de lloraderos regularmente espaciados y con un sistema de protección con filtro de geotextil. Generalmente se utilizan lloraderos de 75 mm de diámetro y un espaciamiento máximo horizontal de 1.8 metros y máximo vertical de 3.0 metros.

Las pendientes de los taludes en este tipo de revestimiento no deben exceder 1.5H : 1V. El tamaño medio de la piedra en el revestimiento no debe exceder los 2/3 del ancho total del revestimiento y el de la roca de mayor tamaño no debe exceder el espesor total del revestimiento. El concreto debe ser concreto de muy buena resistencia, tamaño máximo de agregado 19 mm y un slump de 75 a 100 mm. se requiere la construcción de filtros para prevenir los problemas de presiones de levantamiento. Comúnmente se coloca una capa de filtro granular de 150 mm de espesor.

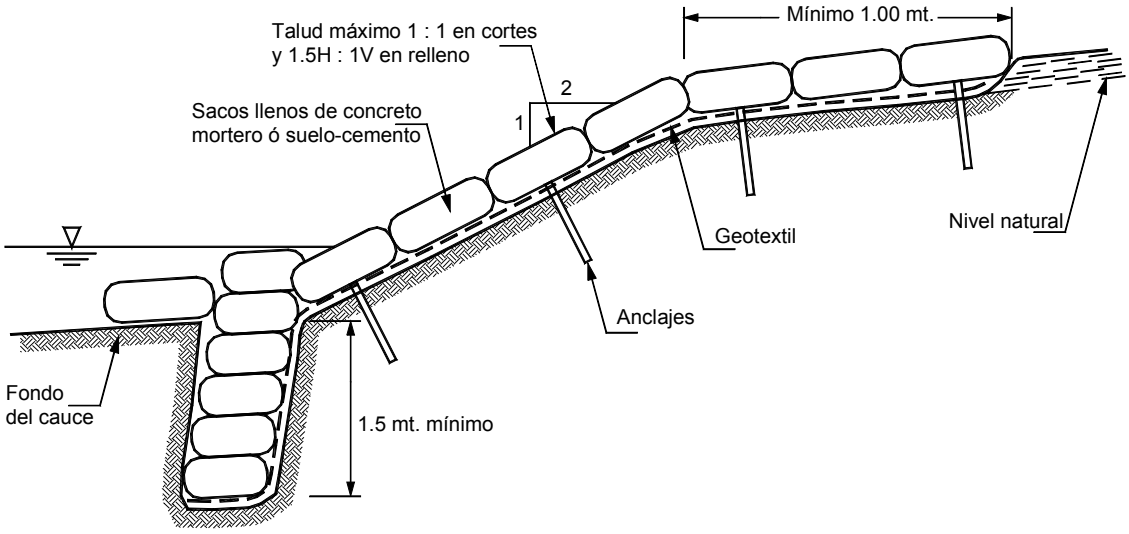


FIGURA 11.18 Esquema de una protección con bolsacreto.

Revestimientos con bolsas rellenas de arena-cemento, concreto o suelo-cemento

Se llenan sacos de fibra de polipropileno o geotextil con mortero, concreto o suelo – cemento, en la forma como se indica en el capítulo 6. El revestimiento consiste en recubrir la superficie del talud con sacos rellenos superpuestos. (Figura 11.18). Uniendo estos elementos por superposición se construyen espigones, muros, presas y pantallas y revestimientos superficiales. El tamaño de los elementos depende de los requerimientos de cada proyecto en particular.

Estas bolsas tienen la ventaja que se pueden colocar bajo el agua. Se les emplea en sitios donde no se dispone de roca para protección. Generalmente se emplean sacos de fique o polipropileno de desecho, que forma bloques de aproximadamente 0.02 m^3 de volumen.

El tejido abierto de los sacos permite la adherencia del concreto de un saco a otro. Deben colocarse en taludes compactados y estables de ángulo no superior a la pendiente estable del suelo de cimentación (Angulo de Fricción Interna). Comúnmente se limitan a taludes de pendiente hasta 1.5 H:1V.

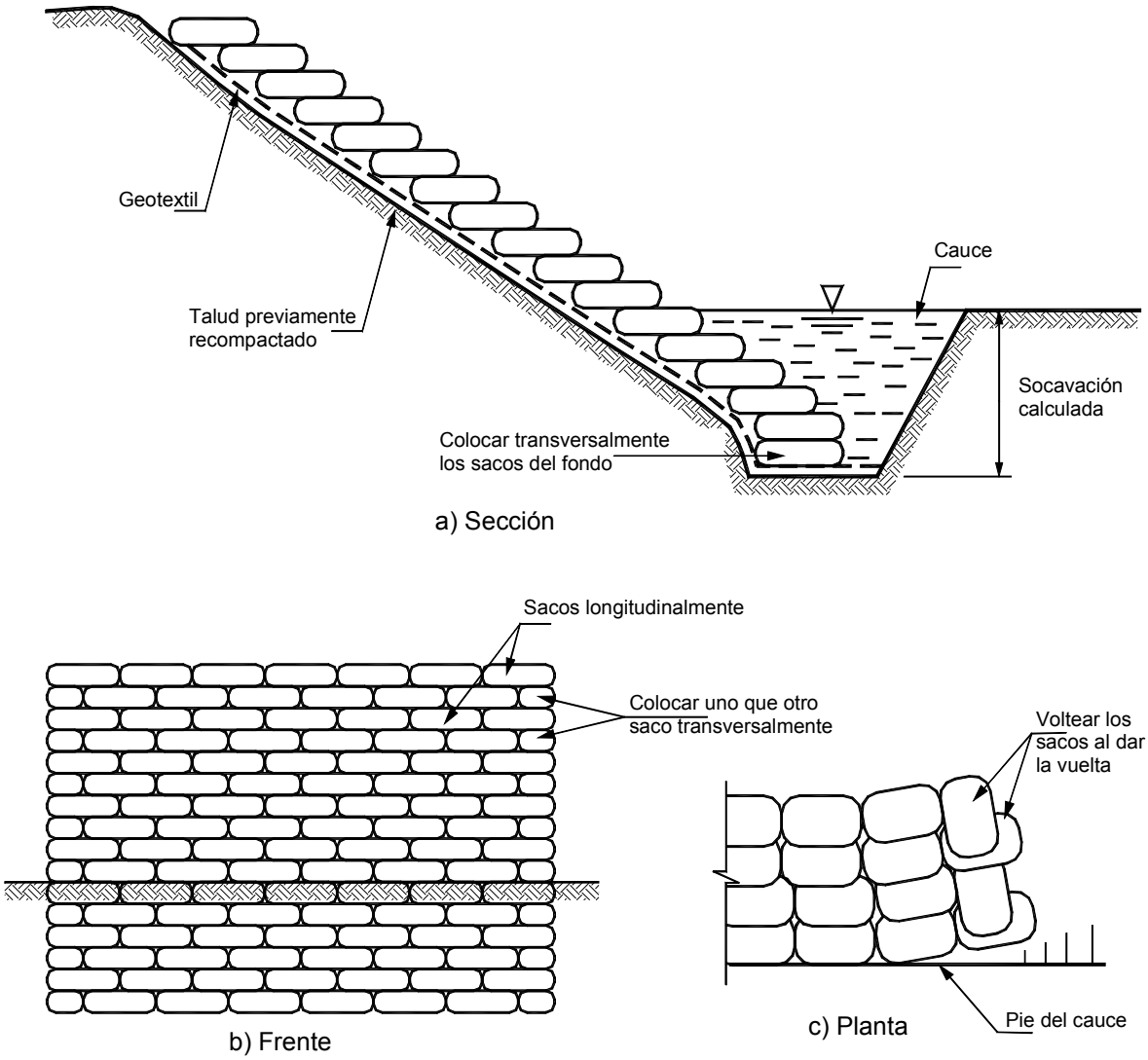


FIGURA 11.19 Detalles de colocación de bolsacreto.

Criterios de colocación

Debajo de los sacos debe colocarse un geotextil como filtro para evitar la erosión del suelo de fundación. La base inferior debe profundizarse por debajo de la socavación esperada (mínimo 1.5 metros por debajo de la línea de agua) (Figuras 11.19 y 11.20), y deben construirse pantallas transversales profundas en los puntos extremos de la longitud del revestimiento y a intervalos de mínimo nueve metros. Se exige slump del concreto de tres a cinco pulgadas. La colocación debe hacerse inmediatamente después de la mezclada.

Para preservar una buena apariencia los sacos deben colocarse todos con la misma orientación. Se pueden emplear sacos de diferentes tamaños, siguiendo la misma recomendación de pesos exigidos para enrocados simples. En ocasiones los sacos se llenan con mezcla seca. Para mejorar la unión entre sacos se pueden colocar anclajes de varillas de hierro semiverticales clavadas a mano uniendo las capas de sacos.

En Europa se utilizan bolsas de 600 mm x 300 mm x 150 mm, después de lleno.
En algunas ocasiones se colocan varillas de acero atravesando los sacos para mejorar la unión entre ellos.

El bolsacreto puede colocarse como revestimiento sobre la superficie de la ribera o formando paredes o muros semiverticales (Figura 11.21).

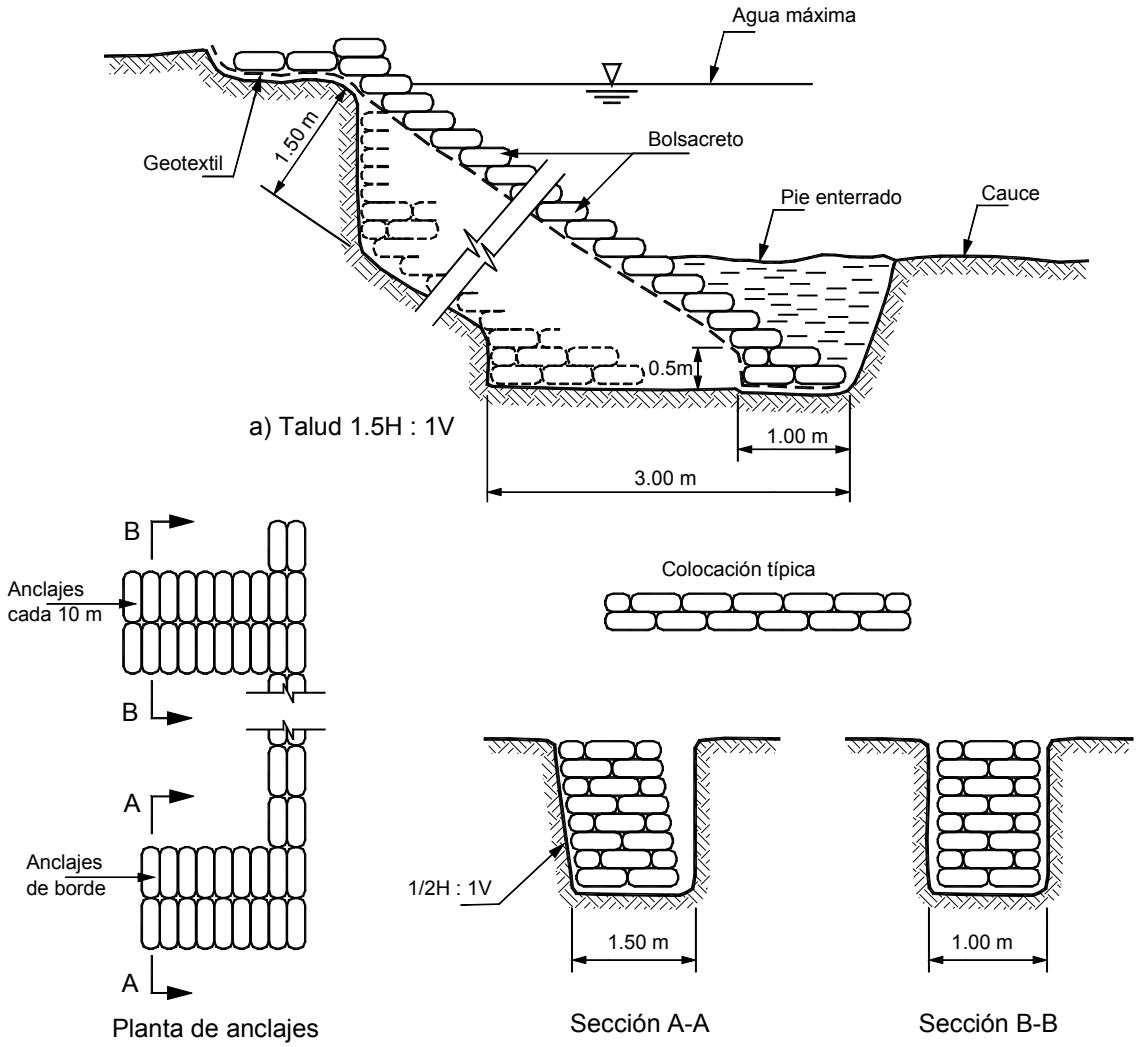
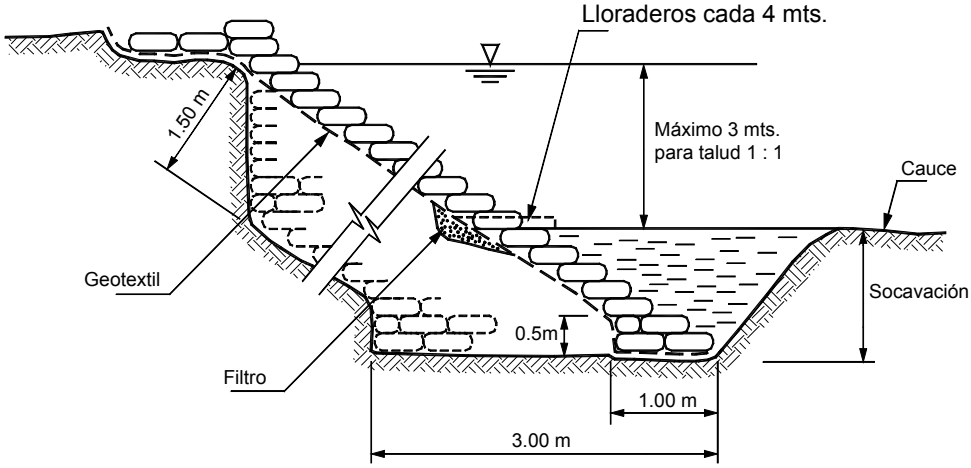
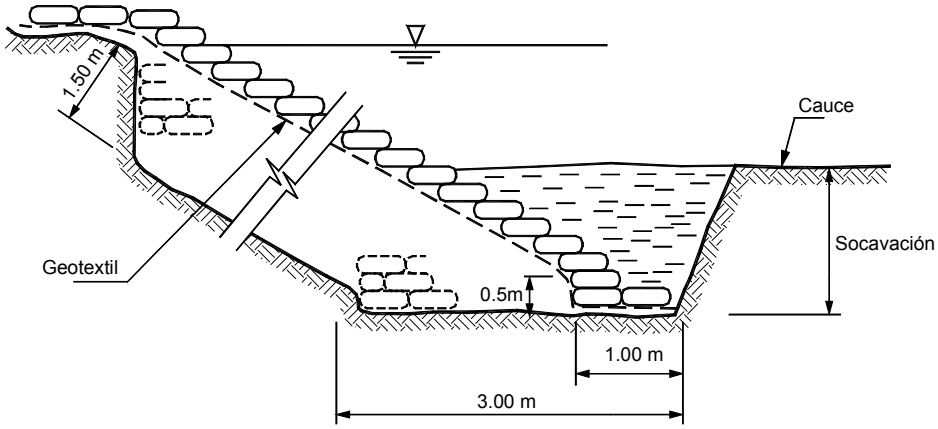


FIGURA 11.20 Diseño tipo de protección en bolsacreto.



b) Talud 1H : 1V



b) Talud 2H : 1V

FIGURA 11.21 Diseño tipo de protección en bolsacreto.

11.6 REVESTIMIENTOS DE CONCRETO

La colocación de un revestimiento total en concreto es un sistema muy utilizado para taludes de gran pendiente (Figura 11.22). Los revestimientos en placa de concreto fundida en el sitio se consideran como uno de los sistemas de protección más efectivos que existe y es muy común su utilización para canalizar ríos en zonas urbanas.

Generalmente se requiere refuerzo cuando la pendiente de los taludes es mayor a 1H : 1V. Se acostumbra colocar elementos de anclaje debajo de la pantalla para evitar su deslizamiento. Estos elementos pueden consistir en varillas de acero (pernos) o elementos de concreto que se pueden fundir integralmente con la pantalla.

El revestimiento en concreto puede hacerse fundiendo directamente en el sitio, utilizando concreto corriente o empleando concreto o mortero lanzado (gunita). El espesor de estos revestimientos varía de 8 a 10 centímetros para morteros y de 10 a 20 centímetros para concretos (Japan Road Association, 1984). Se emplea comúnmente concreto armado. En los casos de pendientes muy suaves y velocidades bajas del agua se puede emplear mortero concreto simple. El concreto debe tener muy buena resistencia al desgaste y es común exigir resistencias de 4000 PSI.

La construcción de pantallas de concreto puede realizarse utilizando colchonetas preformadas elaboradas con Geotextil, las cuales se colocan sobre

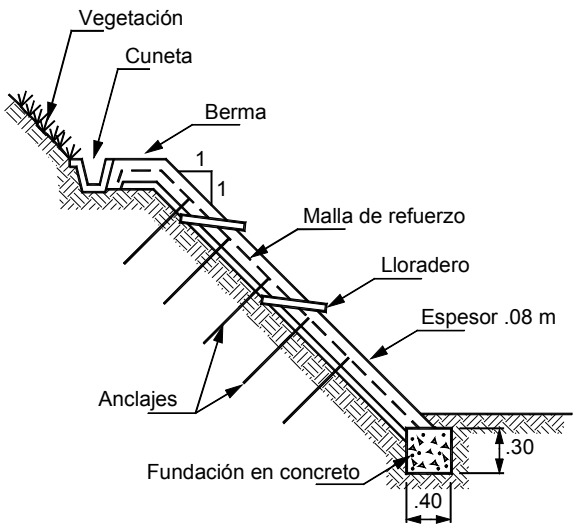


FIGURA 11.22 Detalles de revestimientos en concreto

el talud y luego se inyecta el mortero o concreto en forma similar a las que se utilizan para el control de erosión en ríos. En este caso se elabora un sistema de capa de espesor uniforme entre 75 y 100 mm (Duffin, 1998).

Los revestimientos en concreto son generalmente costosos inicialmente pero tienen una vida útil bastante larga. Su principal inconveniente es la imposibilidad de establecimiento de vegetación, lo cual los hace poco aceptables ambientalmente; sin embargo, existen sistemas celulares de colocación del concreto dejando espacios para la vegetación.

Comúnmente se especifica el refuerzo mínimo de control de cambio de temperatura en las dos direcciones.

Se requieren juntas de contracción impermeabilizadas, cada seis a nueve metros y aditivos en el concreto para disminuir el agrietamiento. Se acostumbra colocar juntas de contracción cada seis metros y de dilatación cada veinte a veinticinco metros.

Debido a la rigidez del revestimiento su fundación debe ser buena y estable. Deben proveerse lloraderos y se recomienda colocar una capa de material filtrante debajo de la placa de concreto de mínimo 150 mm de espesor.

Los espaciamientos mínimos de lloraderos de 75 mmm diámetro es de 1.8 metros horizontalmente y tres metros en dirección vertical. En el sitio de cada lloradero debe colocarse una bolsa filtrante.

No es común su uso en litorales marinos, debido a que la fuerza de las olas puede generar fuerzas muy grandes de levantamiento por presiones internas debajo del revestimiento. Se recomienda colocarle anclajes de mínimo cuarenta centímetros de enterramiento, cada tres metros en las dos direcciones.

En los bordes perimetrales del revestimiento se recomienda construir vigas más profundas para evitar la socavación (Figura 11.23). El pie de la protección debe estar por debajo de la profundidad de socavación calculada o bajarla hasta la roca. En ocasiones se requiere colocar una tablestaca de pie para obtener la seguridad necesaria.

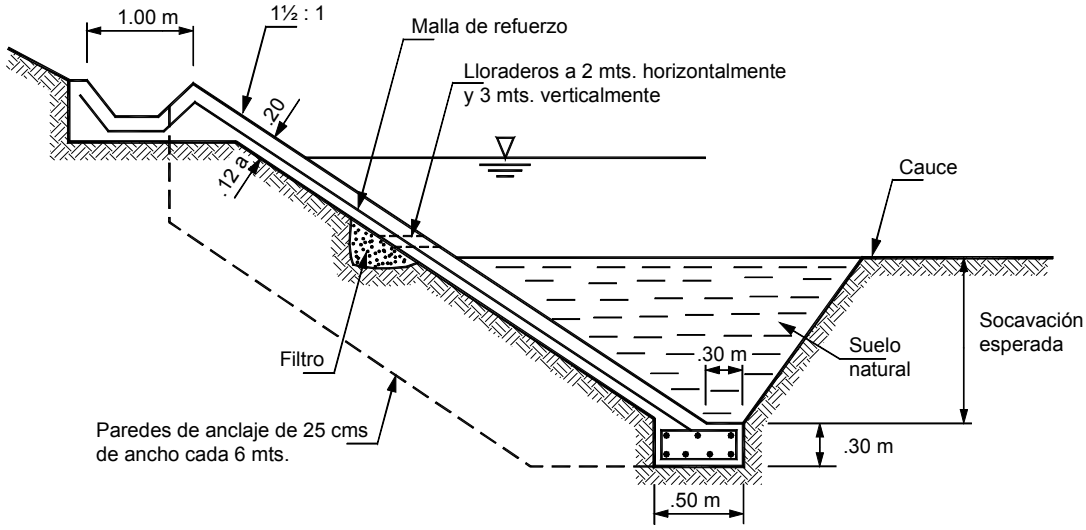


FIGURA 11.23 Ejemplos de revestimientos de concreto.

El sistema de pantallas de concreto permite una gran diversidad de acabados y enchapes (Figura 11.24), permitiendo diferentes arreglos arquitectónicos.

Concreto o mortero lanzado

El concreto lanzado tiene la facilidad de poderse aplicar sobre superficies irregulares pero es sensible a los asentamientos y agrietamientos.

Las especificaciones sobre materiales son muy similares a las utilizadas para los concretos convencionales. Se requiere que los agregados prevengan la segregación. Generalmente, el máximo tamaño es 3/8 de pulgada. Se recomienda juntas de concentración cada tres metros. Los espesores de concreto varían de cinco a quince centímetros y se recomienda reforzar con malla electrosoldada.

Existen dos tipos principales de mezcla de concreto lanzado: Mezcla húmeda y mezcla seca (Tabla 11.12). El concreto lanzado en seco, como lo indica su nombre, se mezcla en seco y se añade el agua en la boquilla. El concreto lanzado húmedo se mezcla como un concreto de revenimiento bajo y así es bombeado hasta la boquilla.

En el caso de la mezcla seca, puede incorporarse un acelerante en la mezcla, pero en el caso de la mezcla húmeda tendrá que añadirse en la boquilla.

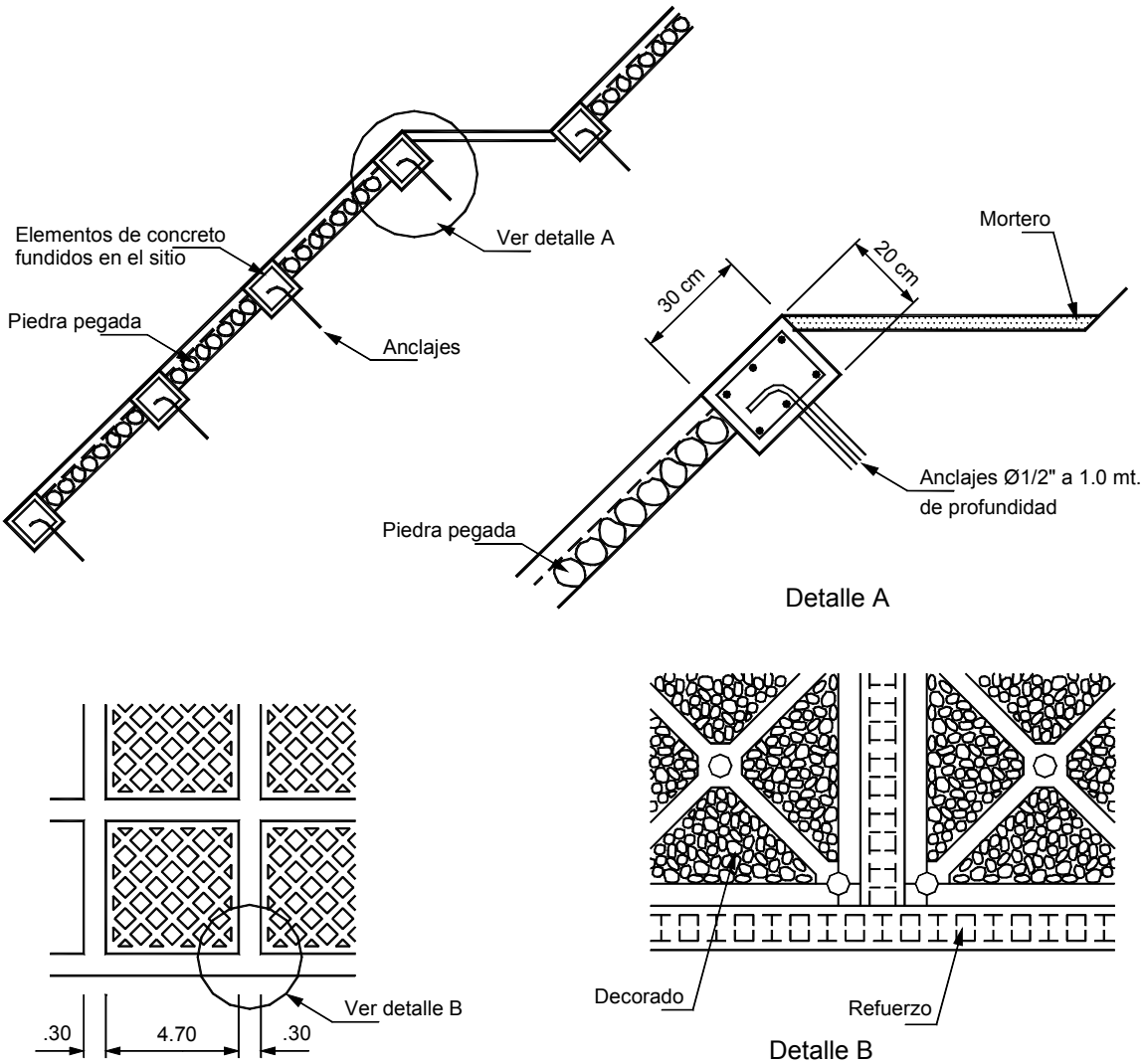


FIGURA 11.24 Protección con elementos de hormigón armado decorados.

Para cualquiera de los dos, se tendrán que satisfacer los siguientes criterios:

a) Lanzabilidad: Debe poder lanzarse sobre-cabeza con un mínimo de rebote.

b) Resistencia temprana: Debe tener una resistencia suficiente para dar soporte al terreno en menos de cuatro a ocho horas.

c) Resistencia a largo plazo: Debe alcanzar una resistencia determinada a los veintiocho días con una dosificación de acelerante necesaria para lograr la lanzabilidad y la resistencia temprana.

d) Durabilidad: Debe resistir el ambiente a largo plazo.

e) Economía: Debe ser bajo el costo de los materiales y mínimo el desperdicio por rebote.

Agregados

Se prefiere grava natural y la piedra triturada, por las mejores características de bombeo de las partículas de la grava natural. Por otro lado, la calidad del agregado que requiere el concreto lanzado es la misma que la de un concreto de buena calidad.

Por la malla 200 (0.075 mm) no pasará más del 2% del agregado. Este no podrá contener limo, granos suaves o recubiertos, mica, álcalis dañinos o materia orgánica. Se descartarán agregados con reacción alcalina. El tamaño máximo de los agregados no excederá un tercio de la parte más restringida de la manguera.

En el mercado existen varios acelerantes para la aplicación de concreto lanzado, que tienen una acción mucho más rápida que los del concreto normal. Los acelerantes se venden en forma líquida o en polvo y, en vista de su causticidad, tendrán que manejarse con precaución.

Proporciones de la mezcla

Una mezcla tipo concreto lanzado contiene los siguientes porcentajes de componentes secos (Tabla 11.13):

Cemento	15 - 20%
Agregado grueso	30 - 40%
Agregado fino o arena	40 - 50%

TABLA 11.12 Comparación entre los procedimientos de mezcla seca y húmeda para el concreto lanzado.

Mezcla húmeda	Mezcla seca
• Menos rebote durante el lanzado.	• Es más adaptable a las condiciones cambiantes del terreno sobre todo donde hay agua.
• Menos polvo.	• El equipo de mezcla seca es menos costoso y es fácil conseguir equipo.
• El control de calidad de los agregados es más fácil porque la fabricación es parecida a la del concreto.	• El equipo de mezcla seca es más compacto y por lo tanto más adaptable en sitios con espacio limitado.
• La calidad del concreto lanzado no depende tanto de la habilidad del operador de lanzado ya que la cantidad de agua no depende de él.	• Mayores pérdidas por rebote.
• El operador controla directamente la velocidad de impacto de las partículas y por lo tanto su compactación ya que él controla el flujo del aire.	• Mayor cantidad de polvo.
• Es más fácil de limpiar.	
• Tiene menos costo de mantenimiento.	
• Rinde mayor producción.	

TABLA 11.13 Limites granulométricos de los agregados para concreto lanzado.

Agregados finos Malla		Porcentaje que pasa la malla por peso
3/8”	(9.5 mm)	100
No. 4	(4.75 mm)	95 a 100
No. 8	(2.36 mm)	80 a 100
No. 16	(1.18 mm)	50 a 85
No. 30	(0.60 mm)	25 a 60
No. 50	(0.30 mm)	10 a 30
No. 100	(0.15 mm)	20 a 10

Agregados gruesos Malla	No. 8 a $^3/_8$"	No. 4 a ½ "	No. 4 a ¾"
1"	–	–	–
¾"	–	100	90 – 100
3/8"	85 – 100	40 – 70	20 – 55
No. 4	10 – 30	0 – 15	0 – 10
No. 8	0 – 10	0 – 5	0 – 5
No. 15	0 – 5	–	–

La relación agua - cemento para concreto lanzado seco se sitúa en el rango 0.3 a 0.5 y se ajusta por el operador, según las condiciones locales. Para concreto lanzado de mezcla húmeda, la relación agua - cemento se sitúa entre 0.4 y 0.6.

Una vez limpia la superficie sobre la que se va a lanzar concreto, la operación podrá dar comienzo. El operador de la boquilla elige la presión de aire y el operador de la máquina ajusta el flujo del material para adaptarse a esa presión del aire. La distancia óptima entre la boquilla y la superficie sobre la cual se está lanzando es aproximadamente de un metro.

Previamente a la colocación del concreto lanzado se deben colocar lloraderos (weep holes) para permitir el escape de presiones hidrostáticas de agua detrás de la pantalla de concreto lanzado.

Placas prefabricadas de concreto

Las placas fabricadas de concreto generalmente son menos atractivas desde el punto de vista funcional con relación a las placas fundidas en sitio, sin embargo, la gran ventaja es la posibilidad de utilizar placas aligeradas, su funcionamiento es muy similar al de las placas fundidas pero su eficiencia es generalmente menor y resisten velocidades menores.

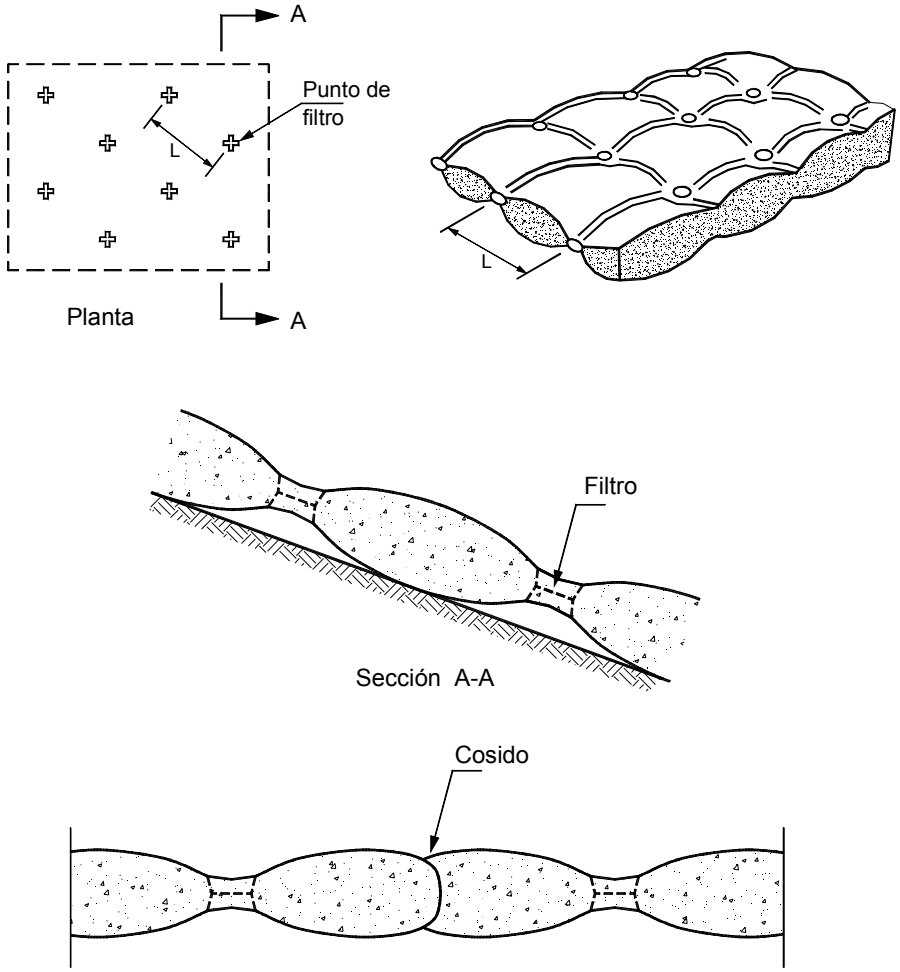


FIGURA 11.25 Detalles de la construcción de geotextiles rellenos de concreto.

Armazones o marcos de concreto

Consisten en sistemas de marcos o vigas que simulan pórticos sobre la superficie del talud dejando espacios libres para la siembra de vegetación o colocación de otro tipo de revestimientos. Los marcos pueden ser prefabricados o fundidos sobre el talud y se recomienda instalar sistemas de anclaje para evitar su deslizamiento. Los marcos o vigas generalmente llevan un refuerzo para garantizar su rigidez y evitar su agrietamiento.

Revestimiento con paneles metálicos tridimensionales

En Europa se desarrolló un sistema de estructuras o paneles en tres dimensiones construidos con acero galvanizado u otros elementos metálicos protegidos con la corrosión. La estructura metálica con espesor puede tener hasta 15 centímetros, es anclada con Nails o pernos. Después de colocada la estructura se rellena con suelo o roca, se coloca concreto lanzado o puede revegetalizarse utilizando procedimientos estándar de hidrosiembra.

Geotextiles rellenos de concreto

Los colchones de geotextil rellenos de concreto o arena son muy utilizados para la protección de riberas (Figura 11.25). El relleno es inyectado al colchón y el geotextil ayuda a la formación de un colchón uniforme flexible pero relativamente integral. Generalmente estos colchones se fabrican con fibras de alta resistencia como el poliéster, nylon y polipropileno, y se manufacturan en un amplio rango de formas. Los colchones de concreto se construyen con dos capas de geotextil unidos en tal forma que se inyecta concreto entre las dos capas.

En la construcción del sistema de geotextiles se dejan espacios a los cuales no puede entrar el concreto. Estos espacios actúan como punto de filtro para permitir el paso del agua. Estos productos generalmente están sujetos a patentes y los propietarios presentan sus propias indicaciones para el diseño, la instalación y el mantenimiento. Los puntos de filtro son elementos esenciales para garantizar la permeabilidad del sistema y debe siempre preguntarse a los proveedores sobre el sistema de filtración que se utiliza en cada producto.

Criterios de colocación

El concreto que se utiliza en el relleno de los geotextiles es una mezcla bombeable de arena-cemento en proporción típica 2 arena:1 cemento. La relación agua: cemento es generalmente muy cercana a 0.7. En el proceso de bombeado el agua en exceso es expulsada a través del geotextil para producir una relación agua: cemento de aproximadamente 0.4.

En ocasiones se recomienda la utilización de mezclas finas de micro concreto o concreto fluido con partículas de menos de 1.5 mm., para facilitar la inyección. Es importante que se cuente con un sistema apropiado de inyección para garantizar la densidad del relleno.

Se les emplea para revestir canales, márgenes de ríos y taludes junto a cuerpo de agua. De acuerdo a su configuración pueden ser rígidos o flexibles. Se pueden colocar bajo el agua y existen esquemas que permiten el crecimiento vegetal sobre ellos. La flexibilidad del revestimiento puede aumentarse utilizando algunos sistemas de articulación en las juntas de los compartimientos individuales del colchón de acuerdo al sistema patentado. Los colchones de concreto se consideran como revestimientos rígidos por lo tanto, no deben colocarse en áreas en las cuales se esperen asentamientos diferenciales considerables; Sin embargo, algunos productos permiten ciertos niveles de deformación utilizando elementos que facilitan el acomodamiento del colchón de concreto. Debido a la naturaleza especializada de este tipo de revestimiento el mejor sistema de diseño es utilizar las recomendaciones de los fabricantes de cada tipo de revestimiento, sin embargo, debe tenerse en cuenta que este sistema en la práctica difiere muy poco del sistema de placas de concreto fundidas en sitio y se pueden utilizar procedimientos de diseño similares.

Los espesores de estos colchacretos varían generalmente entre 75 y 225 mm. Normalmente estos revestimientos se colocan sobre pendientes hasta 1.5H: 1V y resisten velocidades hasta de 6m/seg.

Para la colocación de estos mantos bajo agua se requiere de buzos para colocar y anclar el geotextil. Usualmente un rollo prefabricado tiene un tamaño entre 50 y 100 m^2. Generalmente los colchones adyacentes se unen por un sistema de cocido previamente a la inyección. En el pie y en la cresta de los revestimientos generalmente se construye una zanja donde se entierran las puntas de los colchones. Estas zanjas se rellenan con material de suelo después del proceso de bombeo. Usualmente se utiliza arena bien gradada. Una forma de colchón sintético relleno es la manta rellena de arena, la cual es más económica que la de relleno de concreto pero tiene el problema de su alta vulnerabilidad al vandalismo y del daño por el ataque de los rayos ultravioleta sobre el geotextil especialmente en los climas tropicales.

FOTOGRAFÍA 11.3 Protección de orilla utilizando bloques cilíndricos de concreto prefabricados, apoyados sobre pilotes metálicos.

FOTOGRAFÍA 11.4 Protección de orilla utilizando bolsas de geomallas rellenas de cantos de roca.

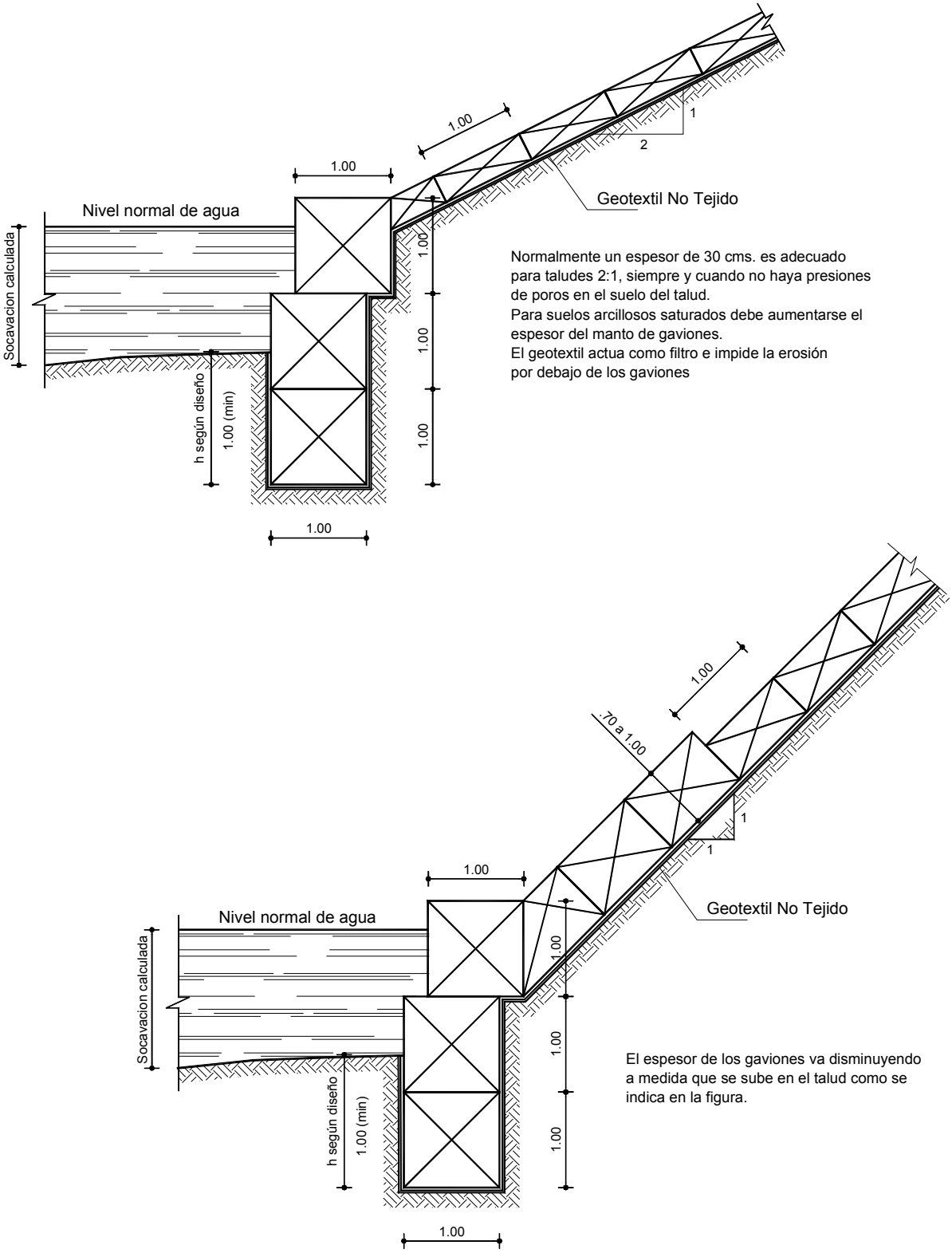


FIGURA 11.26 Revestimiento de márgenes con colchonetas de gaviones.

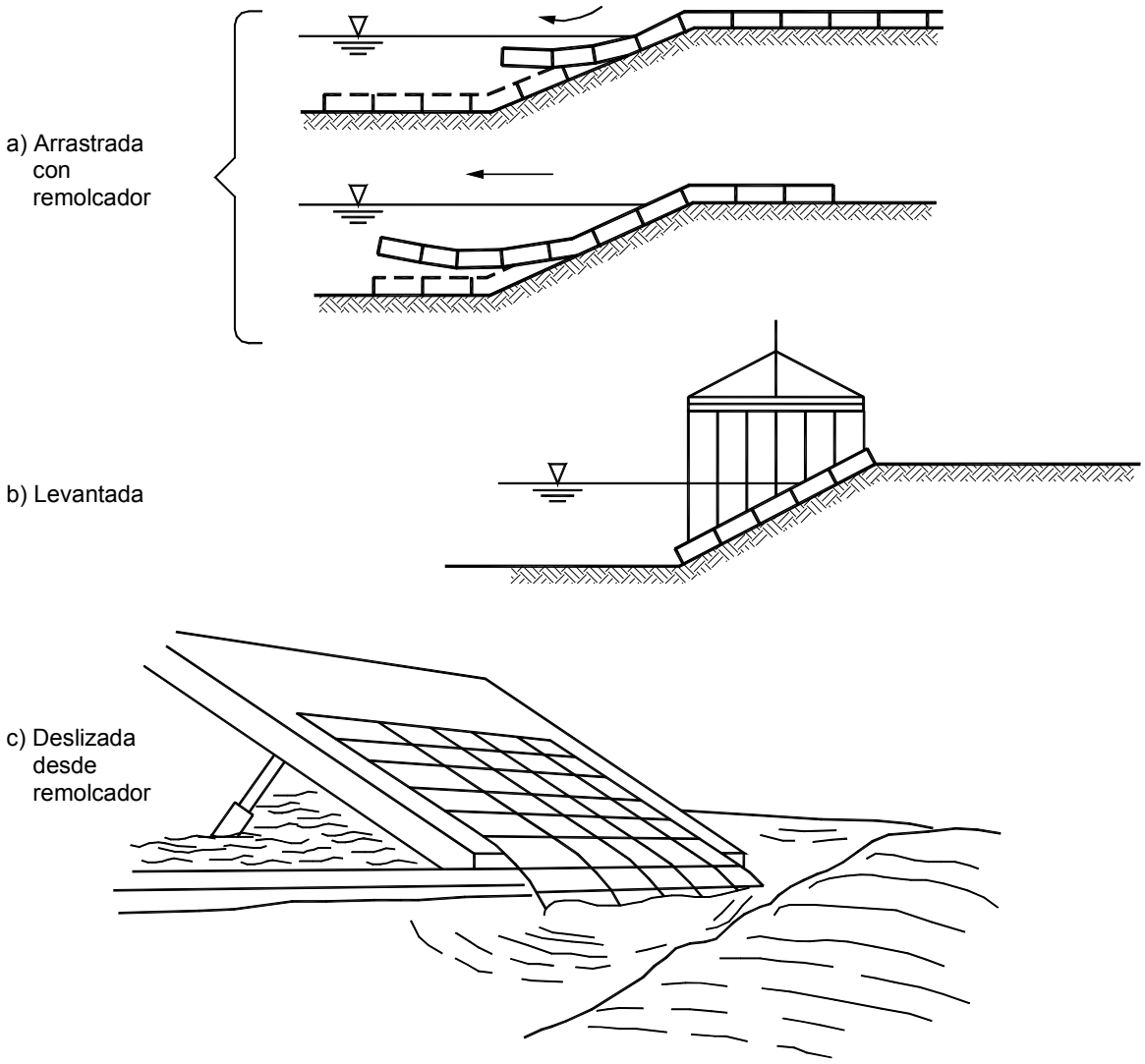


FIGURA 11.27 Sistemas de construcción de revestimiento utilizando colchonetas de gaviones.

11.7 REVESTIMIENTO UTILIZANDO COLCHONES DE GAVIONES

La utilización de pantallas o colchonetas de gaviones es una práctica muy utilizada en los taludes donde se esperan flujos importantes de agua. El sistema consiste en la colocación de una pantalla superficial de gaviones sobre el talud, un filtro y un apoyo en el pié (Figura 11.26). Debajo de los gaviones se debe colocar una tela geotextil. Los gaviones pueden vegetalizarse utilizando estacas vivas que penetren totalmente el espesor de la pantalla.

Los gaviones son colchones de alambre galvanizado rellenos con piedra, bloques de concreto u otros materiales duros. Se pueden utilizar mallas tejidas en triple torsión o soldadas. En Europa generalmente, estas mallas están cubiertas en PVC para ayudar a resistir la abrasión y oxidación de los alambres. En ocasiones los gaviones se inyectan con lechada de cemento, mortero o asfalto. Las pantallas de gaviones pueden construirse directamente sobre la superficie del talud o pueden prefabricarse y luego colocarse (Figura 11.27). Los gaviones pueden ser rectangulares o cilíndricos (Figura 11.28).

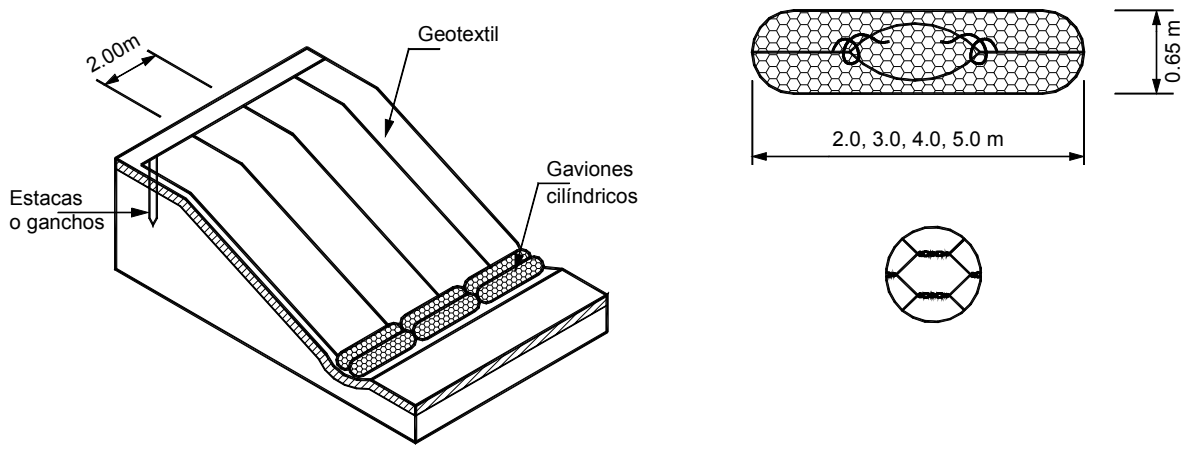


FIGURA 11.28 Protección de la ribera de un río con gaviones cilíndricos.

Para el diseño de las piedras se pueden utilizar los mismos criterios utilizados para el riprap; Sin embargo, generalmente se requieren bloques de menor tamaño que los que se utilizan en enrocados. A mayor velocidad de la corriente se requiere mayor espesor del colchón de gaviones. Para ríos de montaña, el espesor mínimo del colchón recomendado es de 30 centímetros y en ocasiones se requieren espesores hasta de un metro.

El espesor del colchón en gaviones se debe determinar analizando tres factores: La erosionabilidad del suelo, la máxima velocidad del agua y la pendiente de la orilla.

El espesor del colchón debe ser mínimo dos veces el tamaño de las piedras.

Adicionalmente al cálculo del espesor del revestimiento en gaviones se deben tener en cuenta los siguientes requisitos:

- El tamaño máximo de la piedra no debe exceder el espesor del colchón. La piedra debe ser bien gradada y el 70% debe tener un tamaño mayor que el de la malla. Generalmente se utilizan piedras entre 75 y 150 mm.
- Debe colocarse un filtro granular o de geotextil cumpliendo los mismos requisitos que se exigen para enrocados.

TABLA 11.14 Guía general para el pre-diseño de revestimiento de canales en gaviones.

Tipo de revestimiento	Espesor (cm)	Diámetro de la piedra (cm)	Velocidad máxima promedio (m/seg)
Gaviones gruesos	30	10 a 20	4.5
	50	10 a 20	6.5
Colchonetas de gaviones	15	7 a 15	3.0
	25	7 a 15	4.0

TABLA 11.15 Criterio para espesores de colchonetas en gaviones (AASHTO, 1999).

Tipo de suelo	Velocidad máxima	Pendiente del talud	Espesor mínimo requerido mm
Arcillas y suelos cohesivos	3.0 4.0 a 4.9 > 4.9	< 3 H : 1V < 2 H : 1V > 2 H : 1V	230 300 ≥460
Limos y arenas finas	3.0	< 2 H : 1V	300
Suelos gruesos	4.9 6.0 > 6.0	< 3 H : 1V < 2 H : 1V > 2 H : 1V	230 300 ≥460

- Las mallas deben cumplir las especificaciones exigidas en las Normas ASTM A641M clase 3.
- Si existe peligro de corrosión las mallas deben ser recubiertas en PVC sobre el galvanizado.
- El revestimiento de PVC debe tener un espesor nominal de 0.55 mm.

Colchones sintéticos rellenos de bloques de roca

Este sistema consiste en colchones construidos con geomallas de polietileno de alta densidad (HDPE), rellenos de bloques de roca de diámetro de 2 a 4 pulgadas. Estos colchones poseen una serie de compartimentos de aproximadamente 50 centímetros. El tamaño de los colchones debe ser tal que facilite su colocación. Una dimensión típica puede ser 10 metros de largo por 1.5 metros de ancho y 30 centímetros de espesor. Los colchones son prefabricados por fuera de la orilla, izados por medio de grúas sobre remolcadores y colocados bajo el agua. Generalmente llevan incorporada una tela geotextil para filtro. Sobre los colchones se puede colocar enrocado para mejorar la estabilidad de la obra. Este sistema se ha utilizado recientemente junto a las exclusas del canal de Panamá, para proteger los taludes de la erosión producida por el flujo de las hélices de los remolcadores que mueven los barcos.

11.8 REVESTIMIENTOS UTILIZANDO ASFALTO

El asfalto y las mezclas con asfalto son relativamente flexibles, lo cual puede facilitar el comportamiento adecuado de los revestimientos. El uso del asfalto en las riberas de los ríos es común en Europa (Escarameia, 1998), especialmente por la disponibilidad de tapetes prefabricados con productos asfálticos. La utilización del asfalto, sin embargo, no es muy bien vista por los ecologistas y paisajistas, debido principalmente a la apariencia poco natural del asfalto y la posibilidad de que desprendan aceite cuando están sometidos a alta temperatura, lo cual puede dañar en alguna forma la flora y la fauna.

El asfalto se define en términos de profundidad de penetración a 25ºC en unidades de 0.1 metro. Típicamente el asfalto utilizado en aplicaciones de revestimientos es de penetración 100.

Los revestimientos asfálticos pueden clasificarse en revestimientos permeables e impermeables.

TABLA 11.16 Materiales para revestimiento de canales utilizando asfalto.

Tipo de Asfalto	Mezcla	Densidad kg/m³	Permeabilidad	Espesor mínimo de capa
Piedra asfalto permeable	80% Piedra 20% Mastic	1900 a 2000	Permeable e ≅ 20 a 25 %	3 veces el tamaño máximo de piedra
Colchones prefabricados abiertos de piedra asfalto.	80 % Piedra 20% Mastic	2000	Permeable. La misma del geotextil	2.5 veces el tamaño máximo de piedra
Arena asfalto, porosa	3% Asfalto 97 % Arena	1500 a 1800	Permeable. La misma de la arena	150 mm
Piedra asfalto densa	50 a 70 % Piedra El resto Mastic	Similar a la piedra	Impermeable	3 veces el tamaño máximo de piedra
Concreto asfáltico	45 a 60 % roca triturada 7 a 8 % arena y llenantes 7 % Asfalto	2400	Impermeable	3 veces el tamaño máximo de piedra
Mastic	60 a 70 % arena 15 a 20 % llenantes 20 % de asfalto	2000 a 2200	Impermeable	80 mm
Piedra inyectada con Mastic		Depende de la composición de la mezcla	Desde impermeable hasta e ≅30%	

Los revestimientos permeables son preferidos porque permiten el establecimiento de vegetación y esta ayuda a que el revestimiento pueda resistir velocidades muy altas de flujo, hasta de 7 m/seg (Escarameia, 1998). Los revestimientos impermeables en cambio no permiten el establecimiento de vegetación, son menos estables y menos aceptables ambientalmente.

Los revestimientos en arena-asfalto se desgastan fácilmente por abrasión y no deben utilizarse cuando las velocidades de flujo son superiores a 2 m/seg.

Los revestimientos asfálticos para colocar debajo del nivel del agua deben ser prefabricados y luego colocados.

Para preparar las mezclas se requiere calentar previamente la piedra el triturado o la arena. En todos los casos se recomienda colocar un filtro granular o de geotextil debajo del revestimiento.

Los revestimientos de concreto asfáltico generalmente requieren de un proceso de compactación y se colocan en capas que varían entre 100 y 250 mm (Figura 11.29).

El Mastic es una mezcla de arena-asfalto con material de relleno. El porcentaje de asfalto utilizado en el Mastic es más grande que el requerido para llenar los vacíos, lo cual produce una mezcla densa que no requiere compactación y fluye al colocarse. El Mastic también puede utilizarse como pegante entre piedras o como mortero sobre un enrocado.

Comúnmente se aplica neumáticamente usando emulsión. El porcentaje de asfalto varía de 12 a 15 por ciento y el refuerzo comúnmente es una malla tipo gallinero. Una vez colocado se deben perforar lloraderos a distancias de dos metros. Previamente debió colocarse un manto de filtro.

Membranas asfálticas

Se deben emplear membranas reforzadas con fibras plásticas. Los espesores requeridos son pequeños pero se presenta con frecuencia el caso de huecos por mal manejo de su colocación.

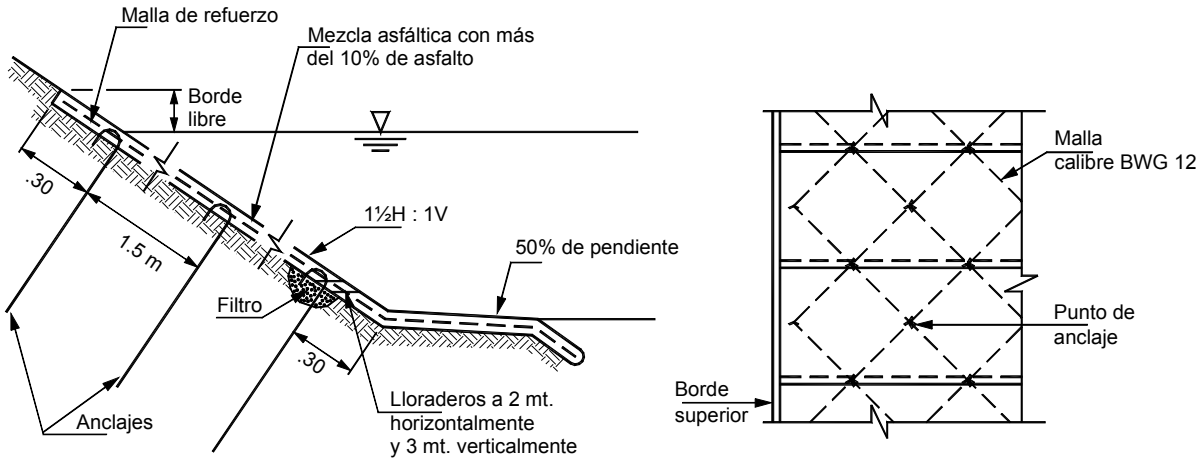


FIGURA 11.29 Revestimiento con mezcla asfáltica y malla.

11.9 REVESTIMIENTOS BLANDOS

El revestimiento blando más efectivo y más conocido es la vegetación, el cual se trata en extensión en los capítulos 8 y 9; sin embargo, para la protección temporal del talud y para facilitar el establecimiento de la vegetación se utilizan revestimientos con "Mulching" o con fibras sintéticas (ver capítulo 6).

Los revestimientos blandos generalmente están manufacturados con fibras sintéticas u orgánicas, formando una tela o esterilla (Figura 11.30). En la mayoría de los casos se trata de revestimientos de duración limitada destinados a favorecer el establecimiento de la vegetación.

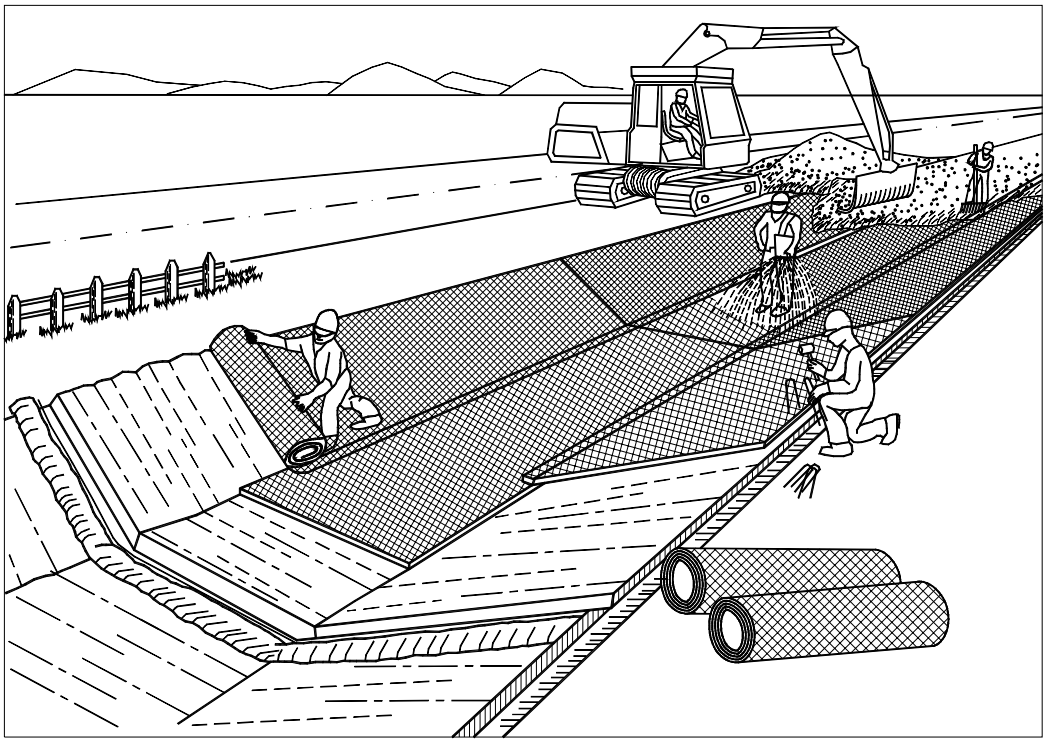


FIGURA 11.30 Instalación de malla o esterilla tridimensional TRM para revestir un canal (Tensar).

Los mantos y esterillas protegen el suelo del impacto de la lluvia y de la fuerza tractiva de la escorrentía, aumentan la infiltración, mantienen la humedad y la temperatura en el suelo, y protegen las semillas de los depredadores.

La mayoría de los mantos y esterillas con fibras sintéticas tienen protección contra los rayos UV y pueden durar entre 6 meses y varios años de acuerdo a las características del producto.

En taludes de suelos inestables la colocación de revestimientos blandos puede no ser efectiva y se requieran medidas adicionales para estabilizar el talud como muros subdrenes, etc. Se recomienda consultar la referencia "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales" (Suárez, 1998).

Recomendaciones para la instalación de revestimientos blandos

- Empiece por la parte alta del talud, anclando la tela mínimo 150 mm en una zanja. Después tape la zanja y compacte firmemente.
- Desenrolle la tela talud abajo en la dirección del flujo de agua, nunca lo haga horizontalmente.
- Translape los bordes de los rollos paralelos adyacentes mínimo 100 mm y coloque ganchos a lo largo del traslapo, cada metro.
- Para los traslapos horizontales, la tela de arriba debe estar encima de la de abajo, en forma similar a las tejas de las viviendas. Translape mínimo 150 mm y coloque ganchos cada 300 mm.
- Adhiera totalmente la tela a la superficie del terreno. Nunca estire la tela.
- Coloque ganchos suficientes para garantizar que el producto mantenga contacto directo con el suelo en toda su extensión.
- Inspeccione las telas y esterillas periódicamente durante la construcción y especialmente después de las lluvias y repare las fallas inmediatamente.

Esterillas sintéticas

Las esterillas son geotextiles tridimensionales que actúan como filtro y al mismo tiempo permiten el crecimiento de la vegetación (Figura 11.32). Estas esterillas son productos fabricados por medio de patentes. Una vez colocadas las esterillas, inicialmente protegen contra la erosión mientras se establece la

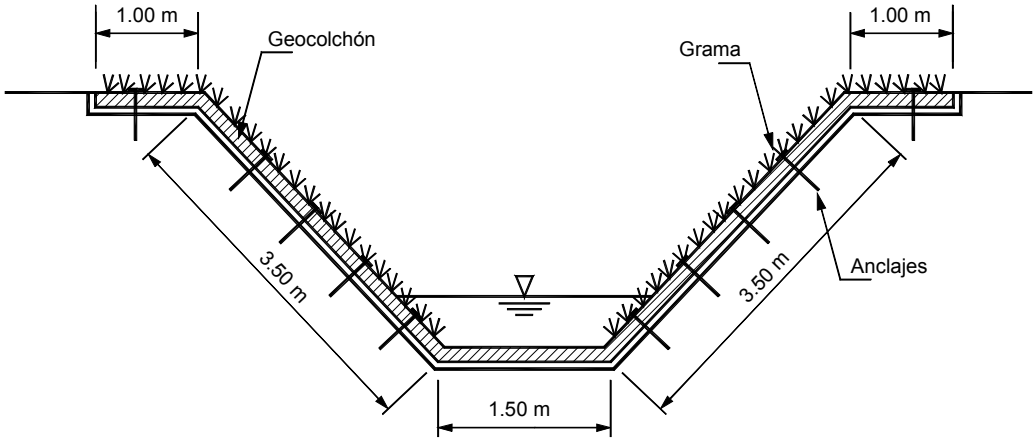


FIGURA 11.31 Ejemplo de canal revestido en grama reforzada.

vegetación. En ocasiones sobre la esterilla se coloca una capa de suelo orgánico. Existe una gran variedad de esterillas de acuerdo a los diversos fabricantes.

Las esterillas pueden agarrarse al terreno por medio de anclas o construyendo zanjas para enterrarlos en la parte alta y baja del sistema. Las esterillas se les utiliza solamente en las áreas por encima del nivel de agua y en situaciones de ataque moderado de la corriente.

Revestimiento con fibra de vidrio y asfalto como ligante

Se aplica una capa de filamentos de fibra de vidrio utilizando una pistola de aire comprimido hasta lograr una capa uniforme de cobertura de 150 a 200 g/m² y luego se aplica asfalto a una rata de 1.1 a 1.6 litros/m². Esta mezcla actúa como Mulching para semillas que ya se habían colocado previamente. Al crecer la vegetación se forma una cobertura permanente. Este sistema es utilizado para recubrir cunetas de carreteras (AASHTO 1999).

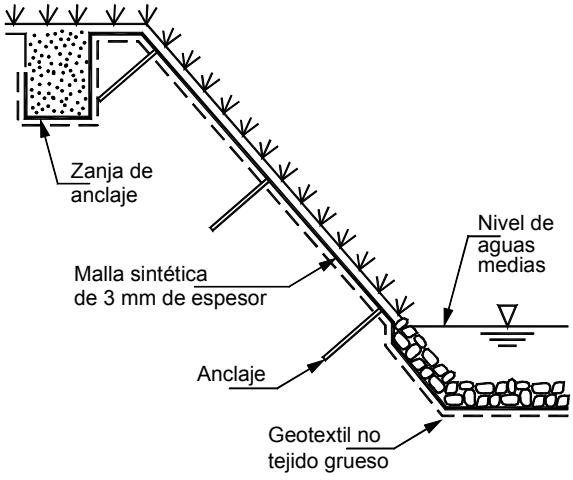


FIGURA 11.32 Uso de esterillas (Geomats).

TABLA 11.17 Velocidades permisibles en revestimientos de esterillas (Escarameia, 1998).

Tipo de relleno de la esterilla	Velocidad de flujo permitida m/seg
Esterilla sin revestimiento	< = 1.5
Esterilla con relleno de grava - asfalto	< = 2.5
Esterilla con cobertura vegetal bien establecida	< = 3.5
Esterilla con grava – asfalto y vegetación	< = 5.0

TABLA 11.18 Velocidades y fuerza tractiva permisible para esterillas (Lancaster y otros, 2001).

	Estado de vegetación	Valores para diseño
Velocidad Máxima (m/seg)	Sin vegetación	2.4 – 3.0
	Parcialmente vegetalizada	3.0 – 4.8
	Completamente vegetalizada	4.2 – 6.0
Fuerza tractiva (Pa)	Sin vegetación	96 – 192
	Parcialmente vegetalizada	192-288
	Completamente vegetalizada	240-480

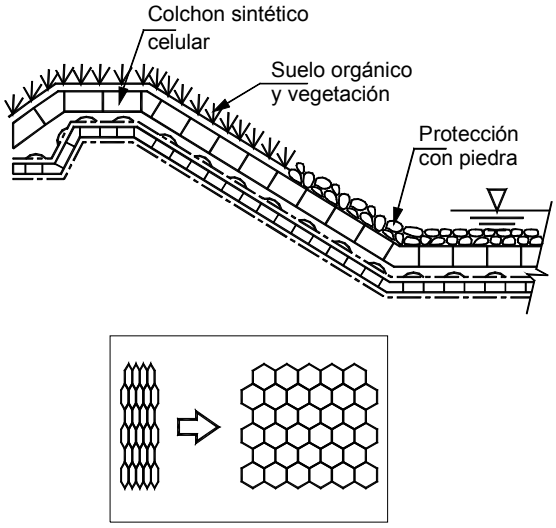


FIGURA 11.33 Uso de sistemas de confinamiento de suelo utilizando colchones celulares.

Revestimiento con mantos orgánicos

El uso de los mantos orgánicos tejidos por medio de fibras sintéticas permite el establecimiento de la vegetación y al mismo tiempo es un producto ambientalmente amigable. Es común que se utilicen mezclas de fibra de coco (30%) y paja (70%) amarrados por una malla sintética fotodegradable. Estos mantos están diseñados para una vida útil de dos a cuatro años y resisten velocidades de hasta 3 m/seg., antes de establecida la vegetación.

TABLA 11.19 Fuerzas tractivas permisibles para mantos degradables (RECPs) Lancaster y otros, 2001.

Categoría	Tipo de producto	Fuerza tractiva permisible sin vegetación
Velocidades bajas	Red para control de erosión	4.8 - 9.6
	Malla para control de erosión	19.2 – 144.0
	Manto de una sola malla	74.4 – 96.0
Velocidades altas	Manto de doble malla	79.2 – 144.0

Los mantos se colocan sobre el suelo conformado, se anclan utilizando ganchos de 15 centímetros de profundidad, colocados cada 50 centímetros aproximadamente y se entierran en los bordes una profundidad aproximada de 15 centímetros.

Revestimiento con tela de yute o de fique

La tela de yute tiene un tejido abierto y absorbe grandes cantidades de agua, ayudando al establecimiento de la vegetación. Se coloca en la misma forma que los mantos orgánicos industriales, enterrándolo lateralmente una profundidad entre 10 y 20 centímetros y colocándole ganchos metálicos. La tela de yute permite alguna erosión mientras se establece la vegetación y es recomendable colocar un sistema de Mulching debajo de la tela para mejorar su comportamiento.

11.10 REVESTIMIENTOS CON SUELO

Revestimiento con arcilla

En taludes de arena, gravas o limos limpios que presentan gran riesgo de erosión a velocidades bajas de la corriente, se acostumbra proteger la superficie con arcilla compactada. El espesor de este revestimiento es generalmente de 30 centímetros. Sobre la arcilla se siembra vegetación consistente en pastos o arbustos.

Los revestimientos en arcilla pueden resultar los más económicos, si hay disponibilidad de arcillas no dispersivas. Generalmente se compacta en capas de máxima diez centímetros de espesor a densidades superiores a la máxima obtenida en el ensayo proctor modificado. El secamiento produce agrietamientos.

El espesor mínimo de una impermeabilización con arcillas es del 15% de la altura del tirante de agua para arcillas con permeabilidades inferiores a 10^{-7} cms/seg. Se emplean suelos clasificados de acuerdo al sistema unificado como CL, SC, ML, CH, MH y OL.

Revestimiento con suelos estabilizados

Cuando se desea impermeabilizar o mejorar la resistencia a la erosión, en ocasiones se emplean mezclas de suelos con estabilizantes.

a. Estabilización con cemento

Se ha intentado con algún éxito la estabilización de suelos en canales y sistemas de drenaje superficial por medio de cemento Portland. La resistencia a la erosión de una mezcla de suelo - cemento proviene principalmente de la cementación de las partículas de suelo que forman una masa resistente.

La estabilización con cemento es efectiva en suelos arenosos pero tiene algunas limitaciones en suelos arcillosos donde en ocasiones no se produce la cementación necesaria para controlar la iniciación de un proceso erosivo.

Es una mezcla de suelo arenoso con cemento. No puede garantizarse que sea ciento por ciento impermeable y tiene el mismo procedimiento de colocación indicado para las arcillas. Se utilizan porcentajes de cemento entre el 5% y el 10% en peso seco.

Una de las limitantes del suelo-cemento es la dificultad para establecer la vegetación.
Se requiere con frecuencia la colocación de lloraderos para el manejo del agua subterránea o infiltrada.

b. Tratamiento químico

Al mezclar sulfato de aluminio AL2 (SO4)3 con el suelo dispersivo arcilloso en un porcentaje de aproximadamente 0.6% (con relación al peso seco del suelo) se puede transformar el suelo a no-dispersivo, siendo sus resultados muy efectivos especialmente en arcillas para presas de tierra. Su uso no es común en nuestro medio colombiano.

En el mercado Internacional se venden varios productos químicos patentados que mezclados con el suelo lo hacen menos susceptible a la erosión. La experiencia en Colombia en estos productos es muy limitada y su utilización se hace generalmente bajo la dirección técnica directa de los proveedores del producto.

c. Tratamiento con cal

Cuando se agrega cal hidratada Ca (OH)2 al suelo se aumenta la cohesión y se pueden transformar un suelo erosionable en no erosionable. La cal reacciona con la arcilla formando Silicato de Calcio, el cual actúa como cementante previniendo la erosión. Su uso se limita a suelos arcillosos. Generalmente para que un suelo deje de ser erosionable basta con la adición de 3% a 6% de cal hidratada mezclando y compactando nuevamente el material.

La colocación de la capa de suelo estabilizada se hace formando una pantalla de 30 a 60 centímetros de ancho compactada en pequeñas capas (máximo 15 centímetros) con pisón manual o neumático.

Previamente debe hacerse un diseño del porcentaje óptimo de estabilizante realizando ensayos de «Pinhole» o de erosión en canal, para diversos porcentajes de mezcla compactada. El revestimiento con suelos estabilizados generalmente se limita a canales de baja velocidad de agua y piscinas o reservorios para el almacenamiento o tratamiento de aguas.

d. Chunam

El Chunam es una mezcla de suelo estabilizado con cal y cemento, desarrollado en Hong Kong y utilizado extensivamente en todo el sureste asiático para la protección de las superficies de las excavaciones.

La mezcla generalmente recomendada para el Chunam es: 3 partes de cal hidratada, 1 parte de cemento y 20 partes de suelo. Se le utiliza mucho con suelos residuales de granitos y con suelos volcánicos. El cemento y la cal se mezclan en seco antes de agregarlos al suelo. La cantidad de agua depende de la trabajabilidad que se requiera y se dosifica directamente en el campo. El Chunam se aplica en dos capas de aproximadamente 2.5 cms. de espesor cada una. El tiempo entre una capa y otra es de aproximadamente 24 horas.

La mezcla recomendada es uno de cemento Portland, tres de cal hidratada por 20 partes de suelo de origen residual. Los suelos deben estar libres de materia orgánica y otros elementos extraños. La cantidad de agua depende de la trabajabilidad que se requiera. Si la relación agua-cemento es muy alta, el Chunam trata de agrietarse (Geotechnical Control Office, 1984). Para sostener el Chunam en su sitio se colocan unos pernos de aproximadamente 30 centímetros de largo y una pulgada de diámetro cada 1.5 metros, en la superficie del terreno. El Chunam se aplica luego en dos capas, cada una de un espesor no menor de una pulgada. La primera capa se escarifica con un rastrillo para permitir la adherencia de la segunda capa. Esta segunda capa se coloca después de que la primera capa ha curado, o sea con un tiempo de aproximadamente 24 horas. No se acostumbra colocar juntas.

Impermeabilización

Los estanques, lagunas o depósitos de agua o productos líquidos diversos requieren de revestimientos impermeables. Para éste efecto se utilizan los selladores naturales y productos químicos y revestimientos rígidos y flexibles. Dentro de cada categoría existe una gran cantidad de variantes.

11.11 MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son estructuras permanentes de concreto reforzado, concreto ciclópeo, gaviones, elementos prefabricados de concreto, mampostería, tablestacas, pantallas ancladas o tierra reforzada, los cuales soportan la masa de suelo. Los muros pueden ser rígidos o flexibles de acuerdo al material utilizado. Los muros deben diseñarse contra volcamiento y contra deslizamiento lateral y al mismo tiempo debe comprobarse la estabilidad general del talud incluyendo el muro (Duffy, 1998). Es importante analizar el efecto de las presiones de agua por la concentración de agua infiltrada detrás del muro.

Para el diseño de muros de contención se recomienda consultar el libro "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales" (Suárez. 1998).

Existe actualmente una gran cantidad de sistemas para la construcción de muros fundidos en sitio, prefabricados o de tierra reforzada (Kaspersen, 2001). En los últimos años se ha popularizado la construcción de muros de sistemas modulares de concreto, los cuales facilitan una mayor flexibilidad al diseño paisajista (Northcutt, 1998, Sell 2001).

Una de las decisiones más importantes en el diseño es el escoger el tipo de muro que mejor cumpla con la función para la cual se construye a un menor costo económico.

El empleo de estructuras de contención en concreto ciclópeo o armado, gaviones o tierra armada, ha sido muy popular desde hace muchos años pero debe aceptarse que su éxito ha sido limitado para control de erosión y deslizamientos de tierra. Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro; y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

En el caso de deslizamientos de traslación el muro puede presentar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

En lo referente al tipo de muro y proceso constructivo se debe buscar el que más se acomode a los materiales y experiencia en la zona y el factor económico.

Diseño de muros

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

a. Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momento internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.

b. El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.

c. El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.

d. Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.

e. Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.

f. Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.

g. Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.

h. El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

11.11.1 MUROS EN CONCRETO

Son estructuras de gravedad en concreto simple, concreto armado o concreto ciclópeo. Su estabilidad depende de su propio peso (Figura 11.34).

Los muros en concreto simple o ciclópeo actúan como estructura de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no solo al aumento de costos sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a

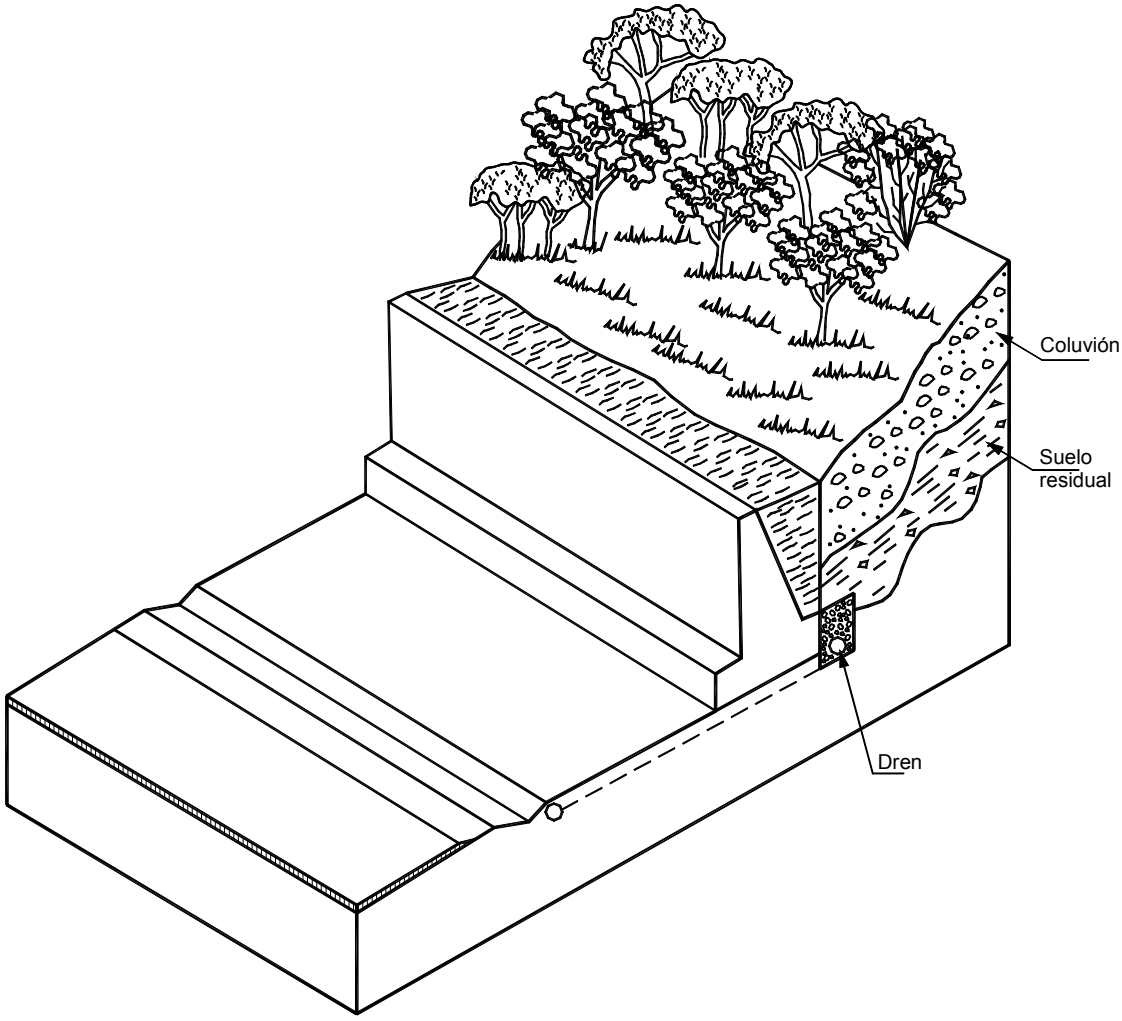


FIGURA 11.34 Ejemplo de un muro de contención en concreto.

flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento. El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión. Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas mayores previo su diseño estructural y de estabilidad.

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la posible superficie de falla, con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad no solo al muro sino al deslizamiento. Debe hacerse análisis por separado de estabilidad del muro en sí por fuerzas activas y el análisis de estabilidad de todo el conjunto muro - deslizamiento.

Muros en concreto armado

Los muros en voladizo o con contrafuertes son construidos en concreto armado. A veces se les identifica como estructuras de semi-gravedad, porque su estabilidad no depende solamente de su propio peso, sino además del peso de las masas de suelo sobre ellos. Se pueden construir de grandes alturas. El muro es reforzado con varillas de acero en dos direcciones.

Muros en concreto ciclópeo

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen

de piedra; Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

Muros en piedra (pedraplenes)

Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo. El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de un metro de diámetro, si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del pedraplén. El ancho de la base del pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6H : 1V. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de un metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el pedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones.

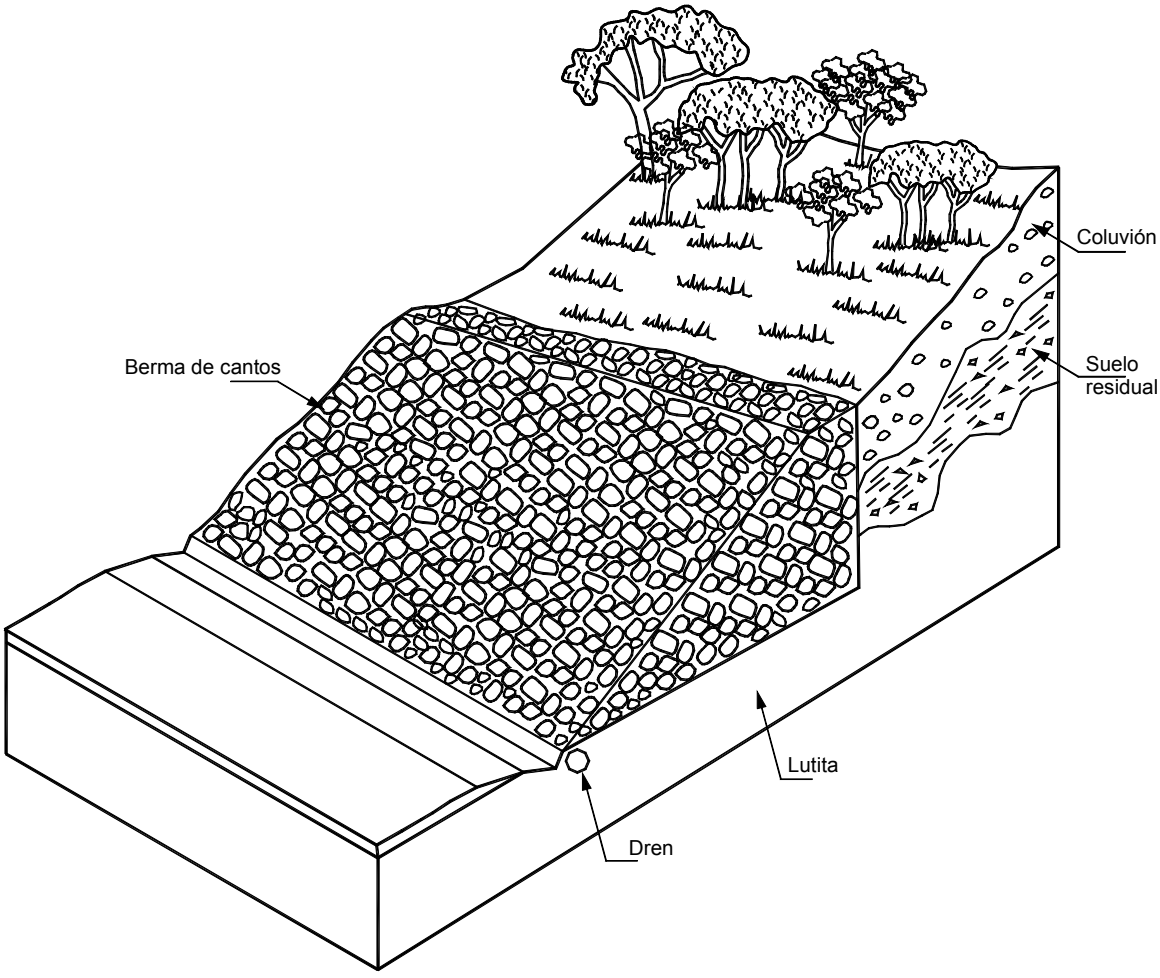


FIGURA 11.35 Ejemplo de protección utilizando un muro masivo en piedra.

11.11.2 TABLESTACAS

Son elementos esbeltos de forma tabular, los cuales se hincan dentro del suelo como grandes estacas (Figura 11.36). Su estabilidad depende de la sección, resistencia del material y profundidad de empotramiento. Se pueden construir con secciones de acero, concreto armado, plásticos o madera. Las tablestacas pueden ser pilotes cilíndricos o de forma H, los cuales sostienen un revestimiento para contener el suelo. Las tablestacas pueden diseñarse empotradas en el suelo y/o ancladas a bloques de concreto por medio de torones o cables de acero.

El acero es el material más frecuentemente utilizado para la construcción de tablestacados, debido a su resistencia que permite el hincado sin deformación excesiva. Se consiguen en el mercado tablestacas en longitudes hasta 25 metros y espesores hasta 25.4 mm; el principal problema de las tablestacas de acero es la corrosión, especialmente en aguas marinas, sin embargo, en la mayoría de los casos las tablestacas de acero tienen una vida útil hasta de 60 años.

Una alternativa de tablestacas es el concreto reforzado, las cuales se utilizan en zonas donde no se requiere absoluta impermeabilidad del muro; los espesores de

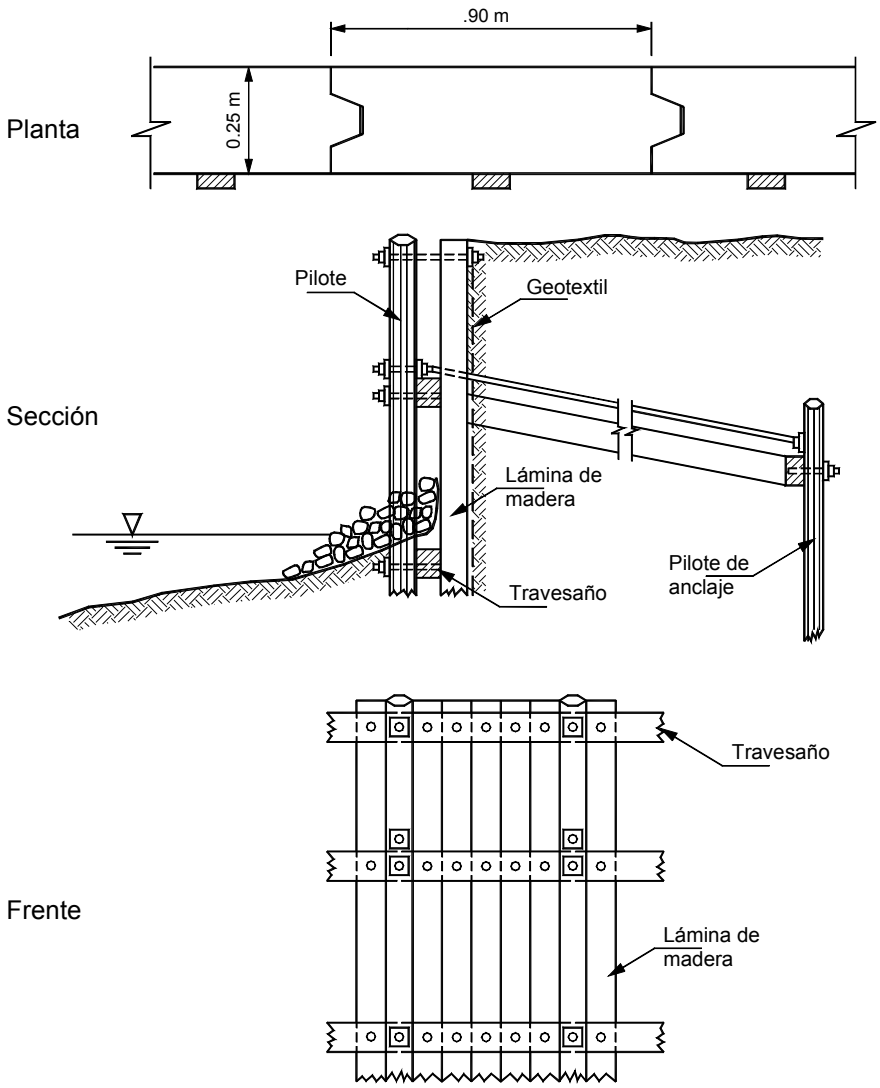


FIGURA 11.36 Protección con tablestacado.

los pilotes varían entre 140 y 400 mm y los anchos son de aproximadamente 500 mm. La longitud puede llegar hasta los 20 metros.

Las tablestacas de madera tienen espesores de 60 a 300 mm y anchos de aproximadamente 250 mm. Las tablestacas de madera tienen el problema de la facilidad con que se descomponen en su parte expuesta junto al agua.

Otro tipo de tablestaca muy utilizado en los últimos años es el de las tablestacas de plástico, las cuales se utilizan cuando las alturas requeridas de muro no son muy grandes.

11.11.3 MUROS CRIBA

Los muros criba son construidos con elementos largos prefabricados de concreto entrelazados formando series de cajones, los cuales se rellenan con suelo granular (Figura 11.37). Son estructuras flexibles y fáciles de construir. Una variante de los muros criba es un muro llamado "bin-wall", el cual consiste de cajas metálicas de acero que están unidas con tornillos en unidades modulares.

Los muros criba pueden ser completamente verticales o inclinados hacia adentro del talud para mayor estabilidad. Los muros criba pueden diseñarse con sistemas de siembra de plantas para mayor estabilidad y presentación.

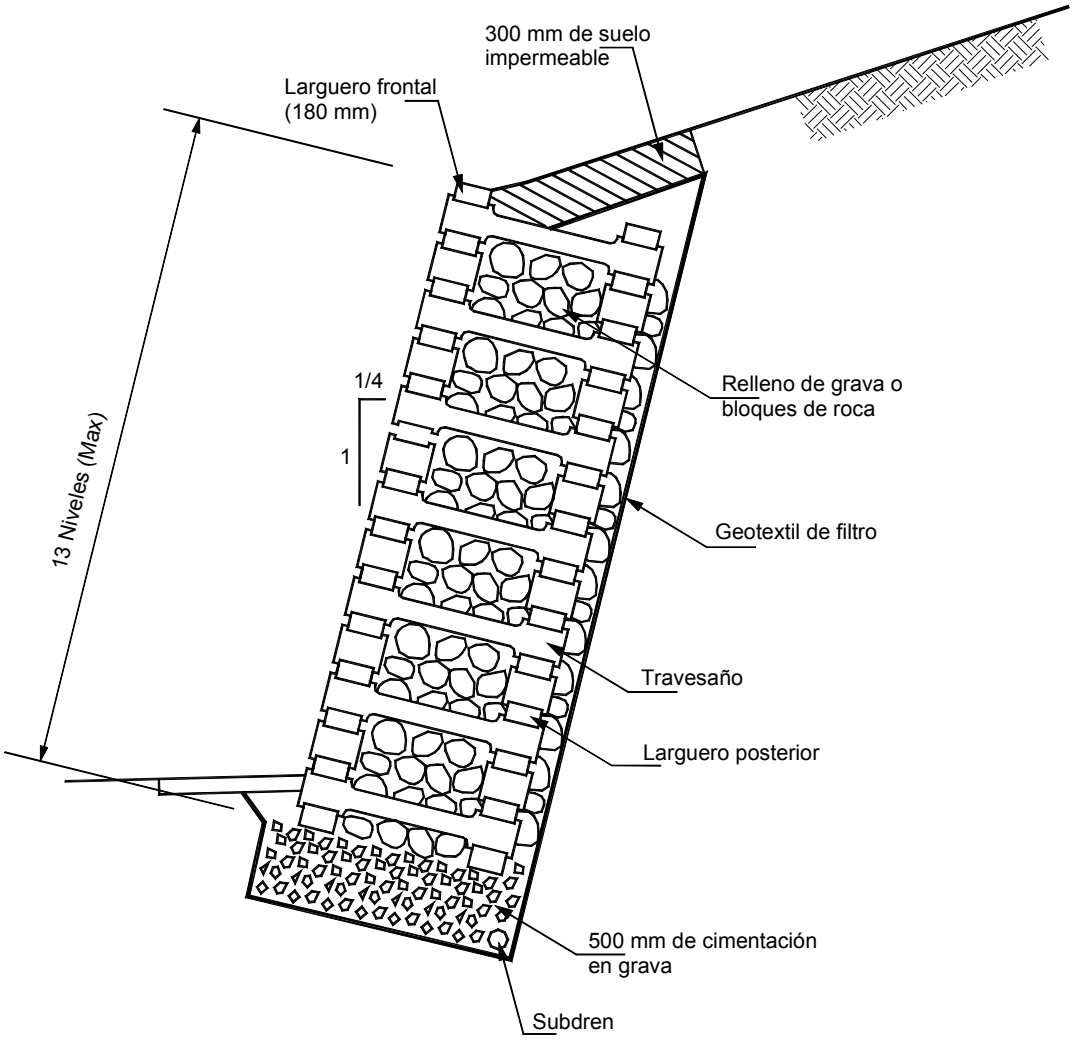


FIGURA 11.37 Esquema de un muro criba.

El muro Criba teóricamente se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro.

Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.

Los muros criba son más sensitivos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima a la cual puede construirse una pared criba de celda simple es aproximadamente 5 metros y la altura máxima generalmente utilizada es de 7 metros, utilizando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen generalmente en alineamientos rectos, pero con el manejo adecuado de elementos especiales pueden construirse en forma curva en radios mínimos hasta de 25 metros.

11.11.4 MUROS EN GAVIONES

Consisten en muros de canastas de alambre galvanizado rellenas de cantos o bloques de roca (Figura 11.38). Son flexibles y porosos. Su estabilidad depende de su peso y de la fricción interna entre las piedras, así como del refuerzo de la malla. En el capítulo 7 se presentan a detalle los sistemas de diseño y construcción de muros en gaviones.

El diseño de un muro en gaviones debe consistir de:

a. Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento y estabilidad del talud

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúe en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción δ utilizado en el diseño no debe exceder $\phi'/2$ donde:

ϕ' es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimente sobre suelos compresibles δ es igual a cero.

No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado.

b. Diseño Interno de la Estructura del Gavión

El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se debe realizar un número de análisis igual al número de niveles.

c. Especificación del tipo de malla, calibre del alambre tamaño de las unidades, tipo y número de uniones y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos.

Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de doble torsión, electrosoldada o eslabonada y el calibre de alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada.

El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

d. Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel

Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción, de acuerdo al diseño.

e. Sistema de filtro

En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

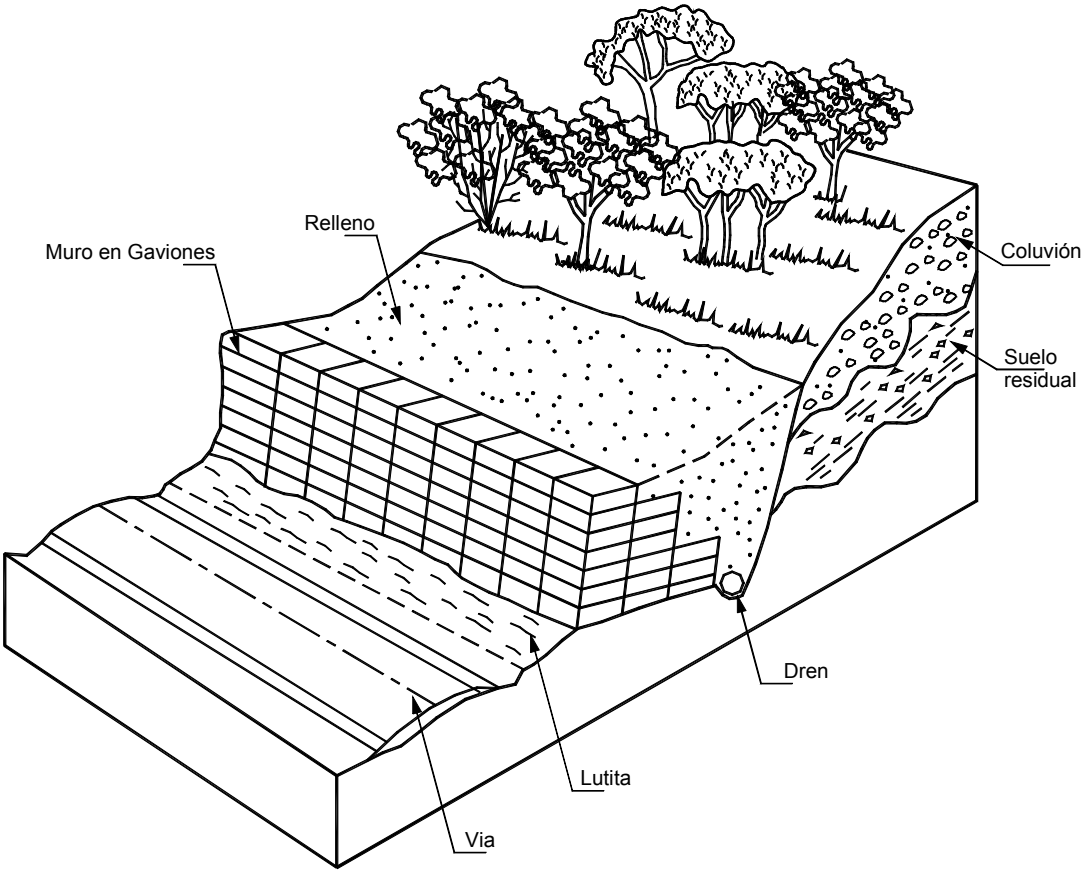


FIGURA 11.38 Ejemplo de un muro en gaviones en el talud de una vía.

Gaviones revestidos en fibras orgánicas

Para mejorar la calidad ambiental y estabilidad de los muros en gaviones se está utilizando la técnica de muros en gaviones revestidos en fibras orgánicas. Los cajones en gaviones se revisten lateralmente con textiles orgánicos de fique o de yute y luego se rellenan con piedra y tierra. Finalmente se realiza un proceso de hidrosembrado en la cara expuesta del gavión. La vegetación completa el sistema de estabilización.

Diques transversales

La construcción de diques transversales en el tramo entre la estructura longitudinal y la orilla ayuda a la sedimentación y evita la formación de corrientes por detrás de las estructuras. La separación entre estos diques puede ser aproximadamente igual a su longitud, aunque en algunos casos se separan entre 2 y 3 veces la longitud.

11.11.5 MUROS EN TIERRA REFORZADA

Los taludes o muros en tierra reforzada consisten en terraplenes de suelo dentro del cual se colocan tiras o mantos horizontales de refuerzo unidos a una pantalla que conforma una pared en la superficie exterior del talud. Estos muros pueden recubrirse con mortero o pueden revegetalizarse (Figuras 11.39 y 11.40).

Para la construcción de taludes en tierra reforzada se utilizan diferentes tipos de refuerzo:

1. Tiras de lámina metálica
2. Geotextiles tejidos
3. Geomallas o geogrillas
4. Mallas metálicas.

Los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo. Inicialmente, se

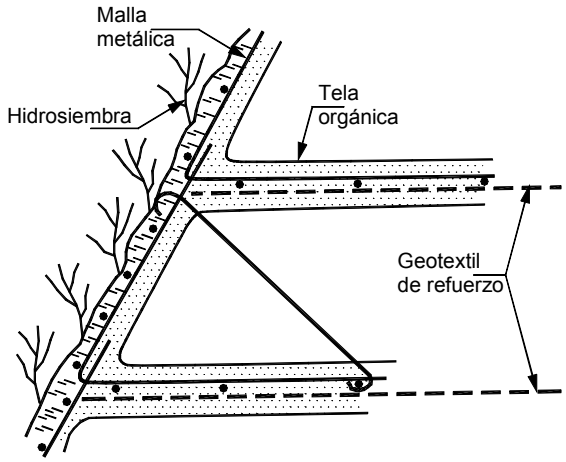


FIGURA 11.39 Protección con tierra reforzada vegetalizada.

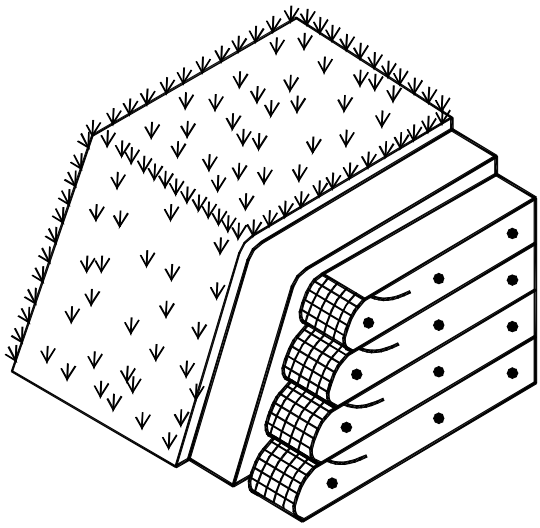


FIGURA 11.40 Detalle de diseño de la protección con tierra reforzada vegetalizada.

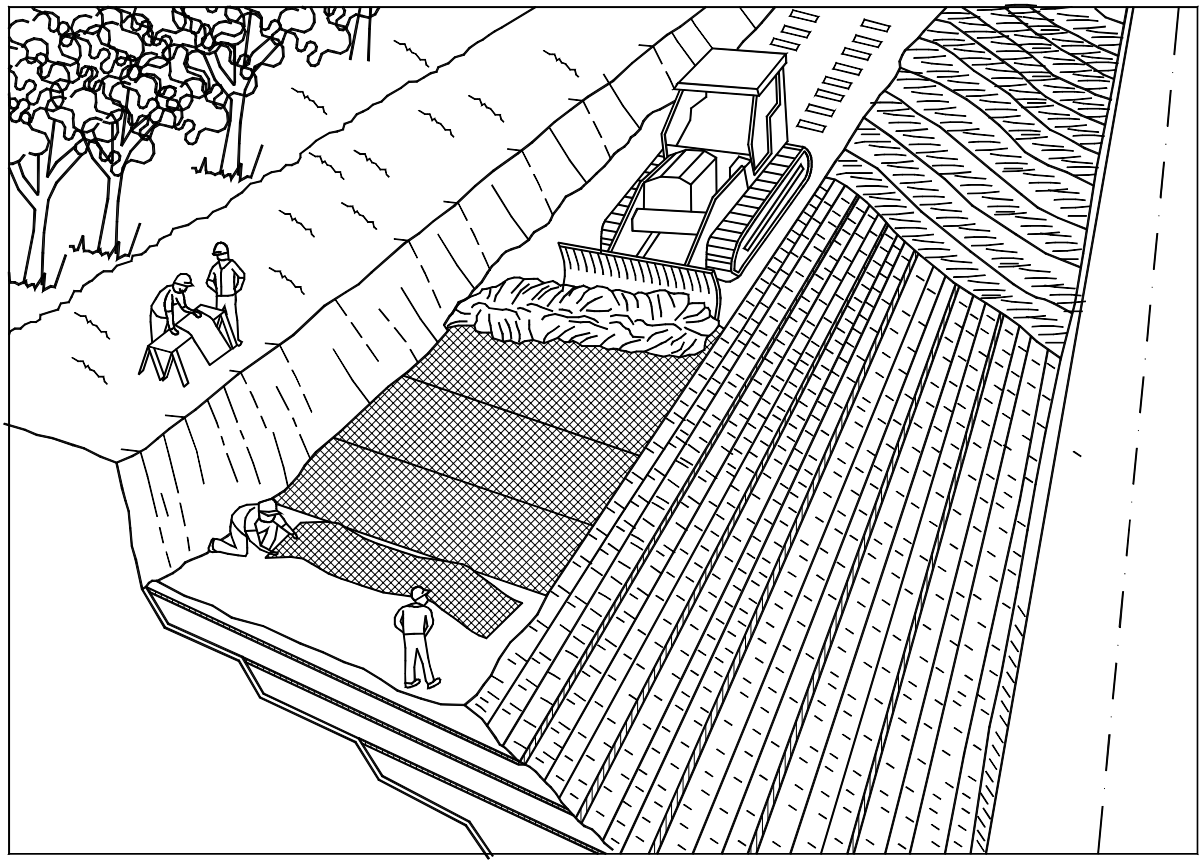


FIGURA 11.41 Diagrama de tierra reforzada con geomalla (Tensar).

utilizaron tiras de acero galvanizado en caliente. El galvanizado debe garantizar una cantidad de zinc en lo posible de 610 gr/m^2 para disminuir la corrosión.

El sistema más popular de muros de tierra reforzada es el refuerzo de terraplenes con geotextiles, en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominantemente de fricción. Existe una gran cantidad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos. Los rellenos utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas.

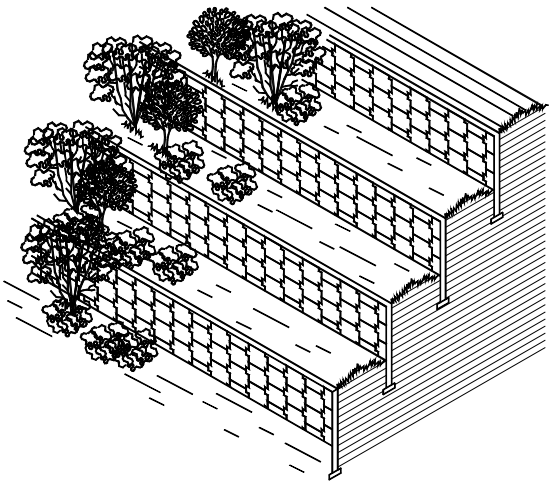


FIGURA 11.42 Sistema de taludes en tierra reforzada con gradas vegetalizadas (Walkinshaw, 1975).

Un problema importante de los geotextiles es su deterioro con la luz ultravioleta del sol y por esto se requiere que este material permanezca cubierto, con concreto emulsión asfáltica o suelo con vegetación.

Los taludes de tierra reforzada se deben diseñar para estabilidad interna y externa (Mandal y Shinde, 1998). La estabilidad interna se analiza utilizando modelos de equilibrio límite, similar a los análisis de estabilidad de taludes y la estabilidad externa se analiza al volteo y al deslizamiento similar a los muros de contención. El diseño y construcción de taludes en tierra reforzada puede incluir sistemas de control de erosión y revegetalización (Rodencal, 1998). La especie vegetal debe escogerse teniendo en cuenta no solamente los aspectos climáticos y de vegetación, sino también las características del muro reforzado. Puede requerirse modificar los ángulos y las condiciones del diseño para adaptarlos al sistema de control de erosión. Los taludes en tierra reforzada se pueden construir con pendientes exteriores casi verticales o inclinadas hacia adentro del talud para mayor estabilidad.

Muros pantalla

Son pantallas o revestimientos superficiales que sirven de protección y de contención sostenidos por anclas o refuerzos, utilizando los criterios de diseño de la tierra reforzada. Para alturas pequeñas no se requiere refuerzo. Su principal objetivo es proteger el pie de los taludes contra erosión superficial.

Los muros pantalla en piedra consisten en una pantalla o muro de bloques de roca de gran tamaño. Generalmente son de altura máxima de tres metros.

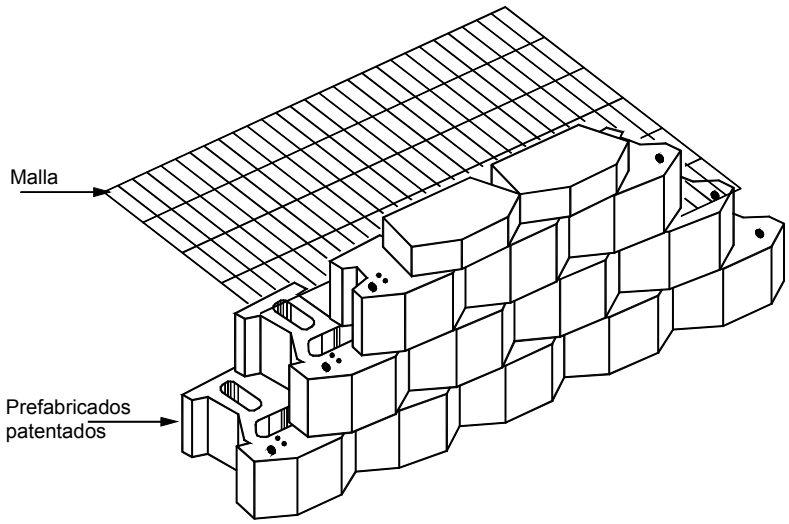


FIGURA 11.43 Tierra reforzada modular.

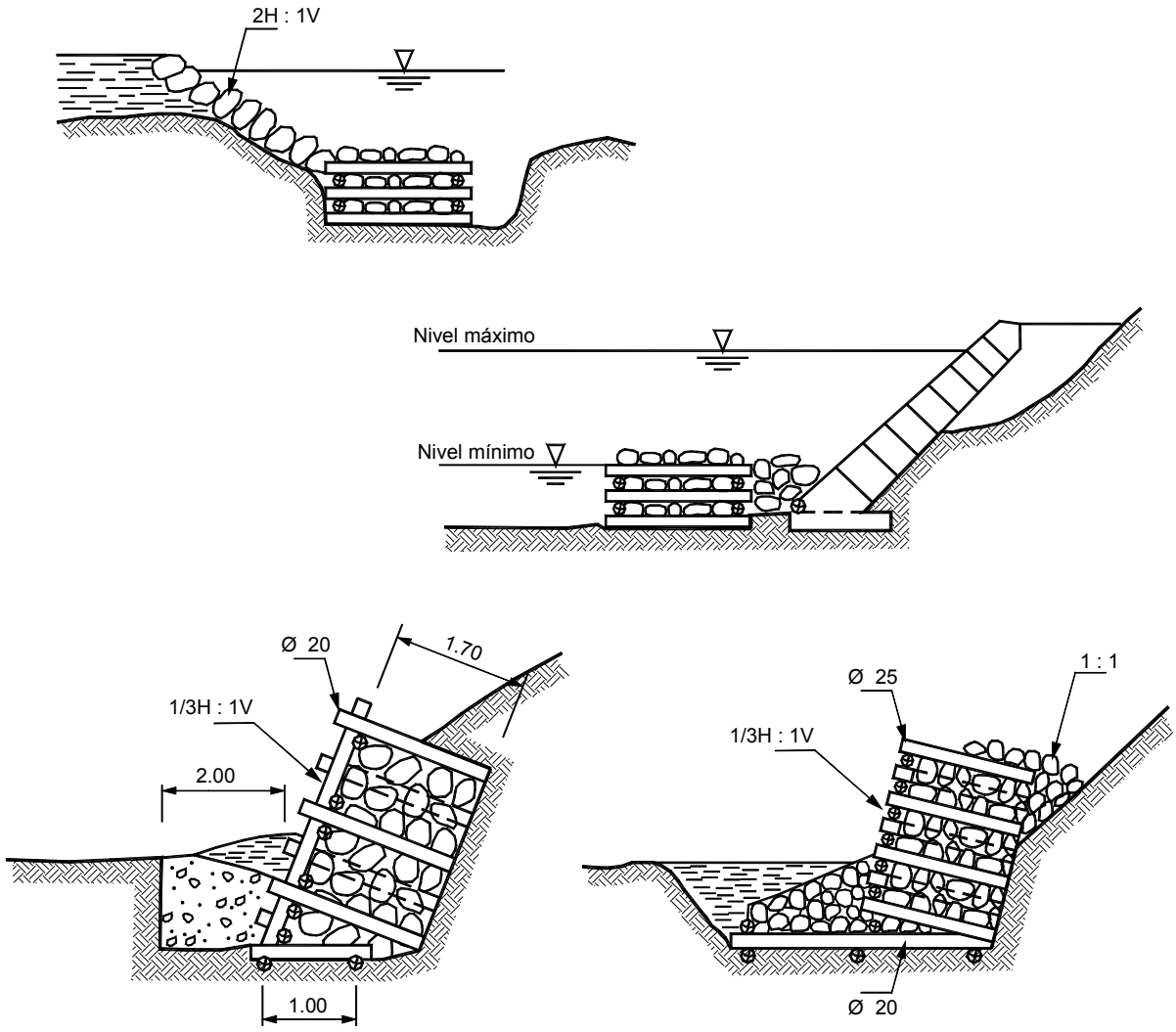


FIGURA 11.44 Defensa de márgenes con muros de piedra y madera.

Los muros pantalla se pueden construir de materiales muy diversos entre los cuales se encuentran:

- Muros de pantalla de piedra
- Muros en piedra y madera
- Muros en canecas llenas de concreto
- Muros con llantas usadas.

Muro con llantas usadas

Los muros en llantas usadas conocidos como Pneusol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por soga de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos.

La resistencia a la extracción (pull out) es relativamente alta para los grupos de llantas y el peso unitario del relleno es relativamente bajo. La deformabilidad del terraplén es alta pero su resistencia al cortante también aumenta.

Generalmente, el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se generan una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar la tensión y la

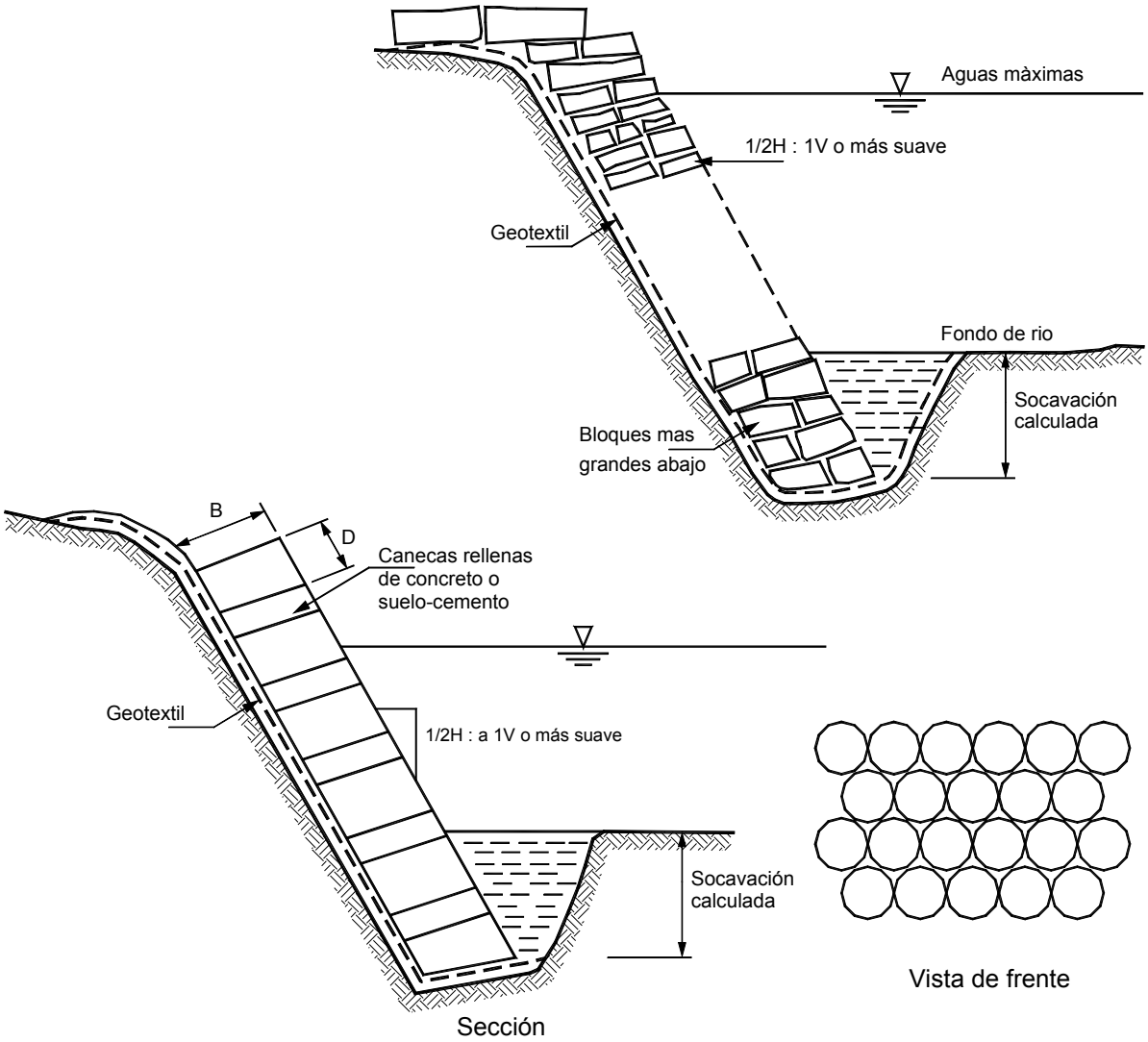


FIGURA 11.45 Protección de un talud con canecas llenas de concreto.

resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable.

Muros con paneles celulares sintéticos

Los paneles celulares de polietileno, abiertos con formas de panal se rellenan de arena o grava y se compactan con un rodillo vibratorio colocados en capas de aproximadamente 25 centímetros de espesor. A intervalos regulares se colocan refuerzos de geomallas o de geotextiles tejidos de alta resistencia conformando un terraplén de tierra reforzada. Los espacios del compartimiento expuesto al aire se pueden sembrar con especies vegetales (Stelter, 2001). Las pendientes pueden ser hasta de 1/8H : 1V.

Nails

Este sistema utiliza una gran cantidad de pequeños anclajes de varillas o cables dentro del talud, los cuales se unen a una pared o pantalla en la superficie del talud. Los Nails se construyen a profundidades entre 1 y 1.5 metros y sobre la superficie se coloca un manto sintético u orgánico y se siembra vegetación. También pueden anclarse a placas metálicas o plásticas(Miller y Howard 2001).

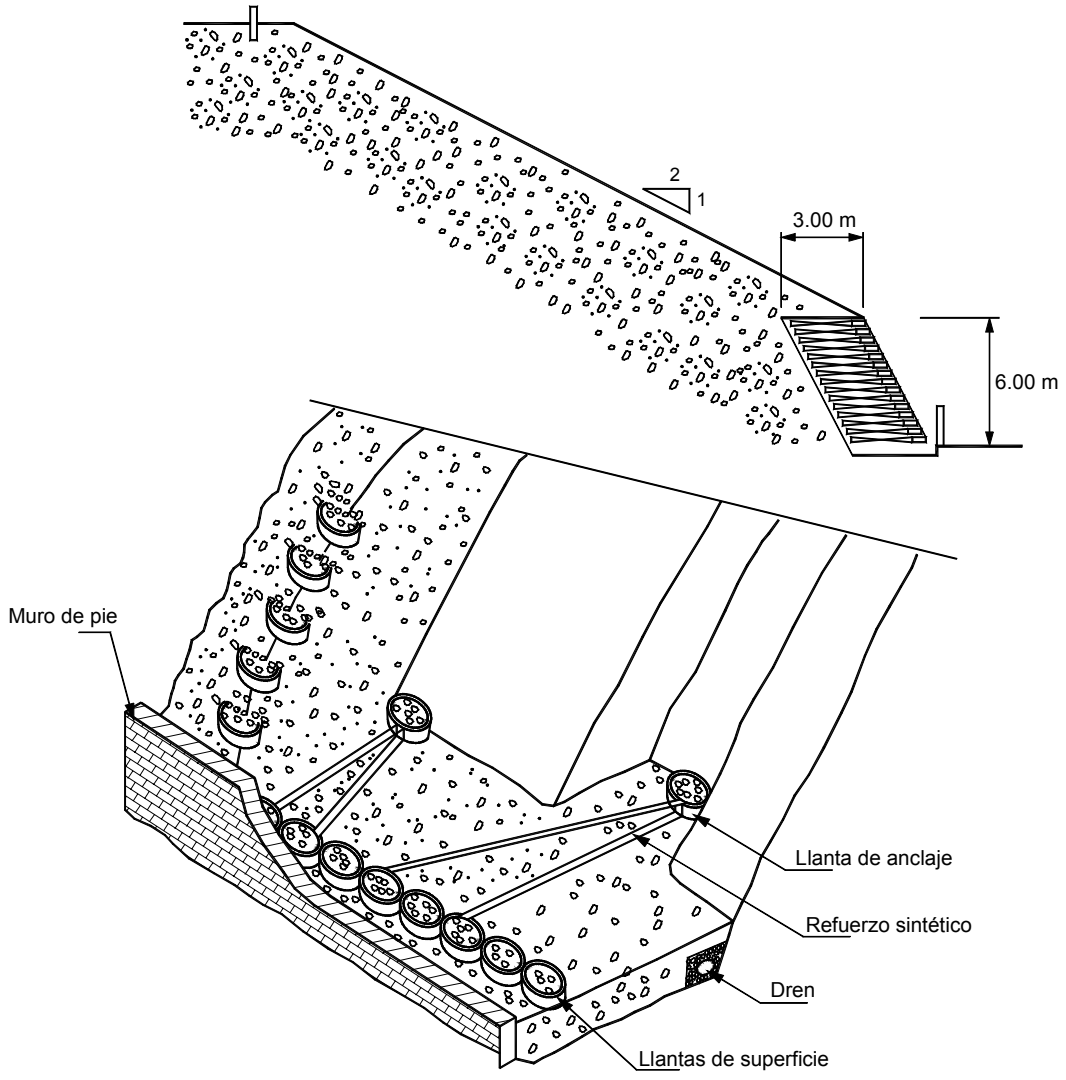


FIGURA 11.46 Diagrama de un muro de contención con llantas usadas.

11.11.6 PANTALLAS ANCLADAS DE CONCRETO O MORTERO LANZADO

Para la protección de taludes de alturas superiores a los diez metros de pendiente superiores a 1:1 se recomienda en ocasiones el empleo de pantallas ancladas de concreto lanzado (Figura 11.47), especialmente en los casos donde los taludes son inestables y pueden ocurrir fallas al volteo por presencia de fisuras verticales. Los anclajes son generalmente varillas de media pulgada a una y media pulgada de diámetro de acero, roscadas en un extremo para la tuerca de tensionamiento y con ganchos soldados en el otro para la adherencia al bulbo de anclaje dentro del suelo, o cables de acero.

Se realiza una perforación o rotación o rotopercusión con broca de tres pulgadas de diámetro, se coloca el ancla de 6 o 15 metros de longitud. Se inyecta lechada de cemento en el bulbo de una longitud de 5 metros a partir del extremo de la perforación. Se construye una zapata de presión en hormigón armado en la superficie del talud y una pantalla en concreto lanzado armada con una malla electrosoldada. Sobre la zapata se coloca una platina y se asegura la tuerca con la ayuda de un gato hidráulico que coloca tensiones en la varilla, de acuerdo al diseño.

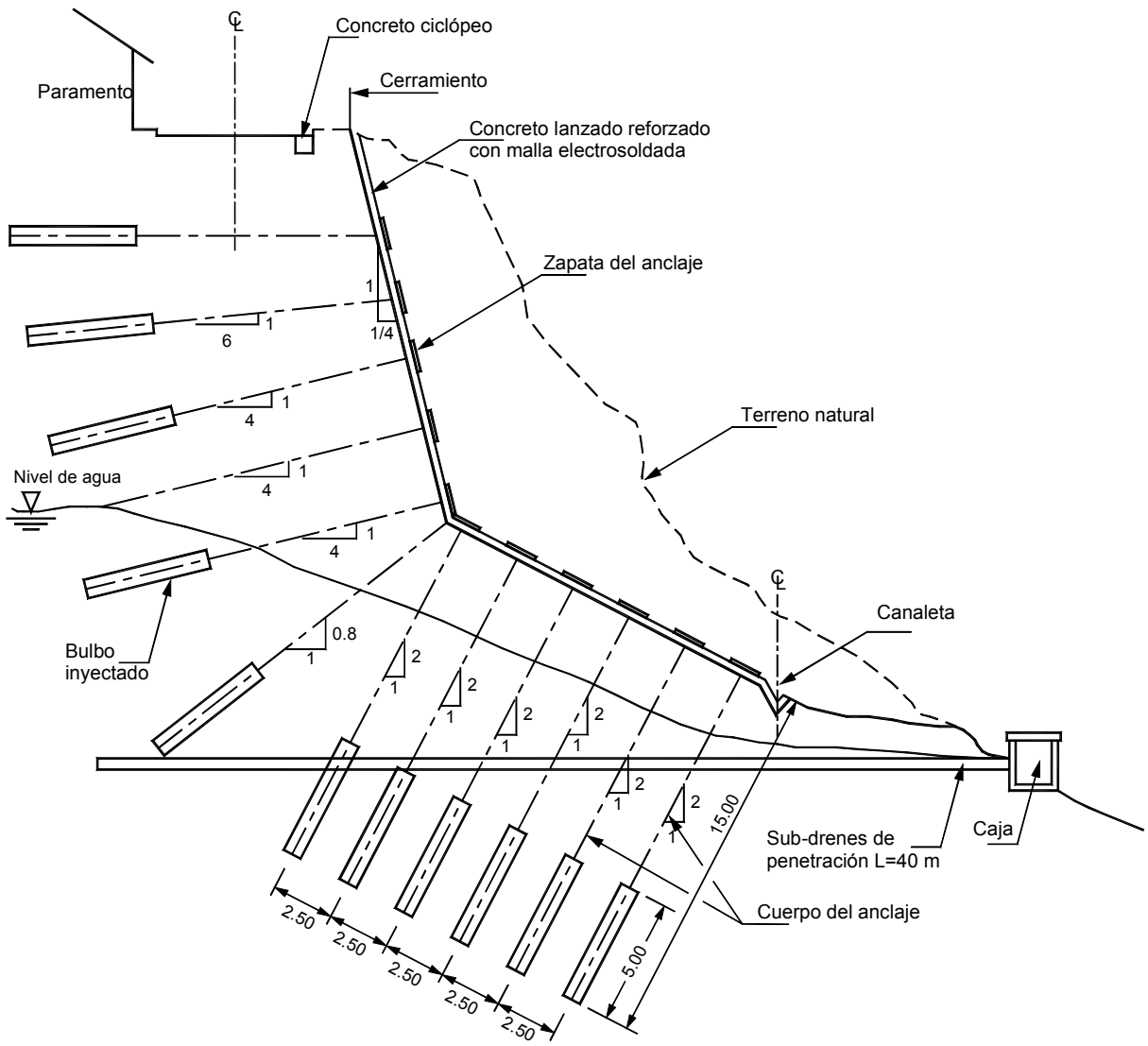


FIGURA 11.47 Detalle de pantalla en concreto lanzado anclada.

REFERENCIAS

AASHTO (1999) "Highway drainage guidelines". Washington D.C.

Abramson L. W. (1996), "Slope stabilization methods". Slope stability and stabilization methods. John Wiley & Sons, New York, pp. 441-582.

Auvinet G. Esquinel R. (1986) "Impermeabilización de lagunas artificiales". LIMUSA - México.

Bezuijen , A. Klein Breteler M, Bakker, K.J. (1987), "Design criteria for placed block revetment and granular filters". 2nd. Int. Conf. On coastal and port eng. In development countries, Beijing. p1-15.

Boer, K. den., Kenter, C.J., Pilarczyk K.W. (1980) "Large scale model tests on placed blocks revetment". DHL, Publi. No.288

Carthage Mills "Filter Handbook" Cincinati.

Carvajal M.P., Gamboa E. (1989) "Evaluación de sistemas de defensa para la protección de riberas en ríos de alto caudal". Proyecto de grado. Universidad Industrial de Santander.

Construction Techniques Inc. (1991) "The fabriform erosion control system". Cleveland.

CUR (1995) "Manual on the use of rock in hydraulic engineering". Report 169. Balkema. Rotterdam, ISBN 90 5410 6050

Escarameia, M. y May, R.W.R. (1992) "Channel protection downstream of structures". Report SR 313, april 1992, HR Wallingford.

Forero Pardo - Díaz Pedraza (1990) "Estabilización de taludes Barrio Nariño". CDMB - Bucaramanga.

Geotechnical Control Office, (1984) "Geotechnical manual for slopes", Hong Kong.

Habib P. (1989) "Recommendations for the Design of Ground Anchorages", Balkema - Rotterdam..

Hoek E. Brown E.T. (1980) "Excavaciones Subterráneas en Roca". McGraw Hill.

I.C.I. (1978) "Designing with terram" I.C.I. Fibres - London.

Lancaster T, Austin D, Calbalka D. (2001) "Suggested revisions to the flexible channel-lining design parameters". IECA Soil stabilization series: Vol. 18. Streambank & channel stabilization. Pp1-5

Lawson C.R. (1982) "Geotextile Requeriments For Erosion control Structures" International Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques. Asian Institute of Technology Bangkok. p. 177.

Maynord, S.T. (1993) "Corps riprap design guidance for channel protection". Preprints of the Int. riprap workshop. Theory, policy and practice of erosion control using riprap, armour stone and rubble. Fort Collins, Colorado, USA.

McConnell K. (1998) "Revetment systems against wave attack – A design manual". Thomas Telford, London, 162 p.

Ortega L., Castellanos O. 1981 "Obras Hidráulicas para fijar el curso de ríos". Proyecto de grado. UIS,.

Ortiz C. (1991). "Análisis de Estabilidad de Muros de Contención mediante suelo reforzado con Geotextiles". IV Congreso Colombiano de Geotecnia - Bogotá.

PAVCO (1992). "Geotextiles". Bogotá.

Pilarczyk K.W., Klein Breteler M. , Bezuijen A. (1995). "Wave forces and structural response of placed block revetments on inclined structures" . ASCE. Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures. Chapter 3.

Pilarczyk K.W., Klein Breteler M. , Stoutjesdijk T. (2001) "Design Criteria for alternative revetments" IECA, Conference 32, Las Vegas, pp 321-334.

Pilarczyk, K.W. (1989) "Short course on design of coastal structures". Dimensioning aspects of coastal protection structures – dikes and revetments. Rijkswaterstaat, Dutch Ministry of Transport and Public Works, Road and hydraulic engineering department, Delf, Netherlands.

Porras M - Medina R. (1978) "Métodos para Control de erosión en taludes". Tercer Simposio Colombiano de Geotecnia -.

Przedwojski, B., Blazejewski y Pilarczyk K.W. "River training techniques". Balkema Rotterdam, 1995. 625 p.

Sochovka R. (1998) "Case study: Empire landfill down chute channel protection using a cellular confinement system with concrete infill". IECA Soil stabilization series: Vol. 1. Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

State Of California (1970) "Bank and Shore Protection in California Highway Practice".

Suárez J. (1998) "Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales". Ediciones UIS. 548 p.

Teal, M.J. (1998) "Computer aided design of riprap bank protection". IECA Soil stablization series: Vol. 1. Method and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Ven Te Chow (1959) "Open Channel Hydraulics". McGraw Hill New York.

Veri-tech, Inc. (1998). "Streambank Stabilization Handbook". Vicksburg, Mississippi. (CD).

Williams D. (2001) "Hydrology & hydraulics for Erosion control Professionals". International erosion control association. Steamboat springs, 37 p.

Yamanouchi T.(1982) "Recent Developments in the use of synthetic geofabrics and geogrids". International Symposium on recent developments in ground improvement techniques - Asian Institute of Thecnology BangKok p. 205.

CAPÍTULO 12

Espigones

INTRODUCCIÓN

En una corriente o río se presentan dos tipos básicos de erosión: Profundización del cauce y erosión lateral. El equilibrio del cauce esta controlado por el balance entre la carga de sedimentos depositada y la capacidad de transporte del flujo. En todos los casos, aún en las corrientes más estables se presentan fenómenos de erosión y se puede requerir la construcción de obras de control tanto lateral como de fondo.

La estabilización de los alineamientos de las riberas de los canales de los ríos debe cumplir una o más de los siguientes objetivos:

a. Paso seguro y expedito del flujo de las crecientes.
b. Transporte eficiente de la carga suspendida y la carga de fondo.
c. Cauce estable del río con mínima erosión lateral.
d. Profundidad suficiente y buen cauce para navegación.
e. Dirección del flujo a través de un sector definido del río.

Las principales estructuras utilizadas para la estabilización de las riberas son las siguientes:

1. Espigones cortos (spurs)
2. Espigones largos (groynes)
3. Diques longitudinales
4. Estructuras retardadoras
5. Revestimiento de los taludes de las riberas
6. Muros de contención.

En el capítulo 11 se presentan los sistemas de diseño y construcción de revestimientos y muros y en el presente capítulo los espigones y demás estructuras hidráulicas laterales. Estas estructuras son elementos laterales que tratan de proteger la orilla y al mismo tiempo desviar la corriente. La capacidad del canal aunque se disminuye puede manejarse para que no sea modificada en forma considerable. Generalmente estas obras se utilizan en ríos poco profundos y con moderado material suspendido. Uno de los objetivos es la sedimentación de estos materiales, los cuales pueden complementar la protección de la orilla. Aunque no existen criterios ciento por ciento confiables para el diseño de espigones y obras hidráulicas laterales, se conocen una gran cantidad de planteamientos empíricos que permiten un diseño relativamente adecuado, el cual debe adaptarse a las condiciones del sitio.

Debe tenerse mucho cuidado de comprobar que el procedimiento utilizado es realmente válido para el caso para el cual se están diseñando las obras. Los diseños deben obedecer a criterios simples, conceptuales después de haber analizado toda la problemática de la corriente de acuerdo a los criterios explicados en el capítulo 3.

Los espigones pueden ser construidos de diversos materiales tales como enrocado, bloques prefabricados de concreto, geotubos rellenos de material, gaviones, o de productos orgánicos como troncos de árboles o bambú (Figura 12.1).

Debe tenerse en cuenta que los espisones son estructuras muy vulnerables a la destrucción por efecto de la socavación. Su cimentación comúnmente es poco profunda y por su localización dentro del cauce se producen socavaciones de gran magnitud.

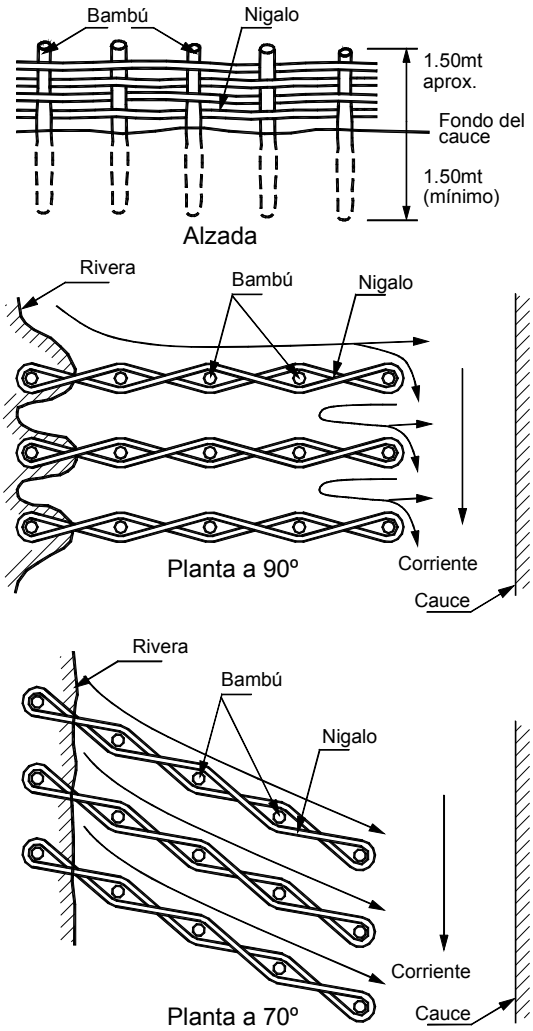


FIGURA 12.1 Espigones de Bambú (Jonson 1982).

12.1 DISEÑO DEL CANAL DE UNA CORRIENTE

Para el diseño adecuado de las estructuras hidráulicas laterales se requiere diseñar el canal del río tanto en su ancho, como forma en planta y profundidad. Para minimizar el ataque de la corriente sobre las obras de estabilización y rectificación se recomienda que el alineamiento del río consista en una serie de curvas. Debe evitarse las orillas rectas o ligeramente curvas debido a que existe la tendencia de flujo a divagar de lado a lado de la orilla.

El radio óptimo de las curvas debe ser aproximadamente el de las curvas estables del río en la zona. Como una norma de diseño este debe adaptarse a las curvaturas naturales del río. Un estudio de las curvas naturales del río debe determinar cuáles deben ser las formas del nuevo río; sin embargo, debe tenerse en cuenta que las curvas demasiado fuertes son difíciles de estabilizar y requieren estructuras muy costosas de construir y mantener (Przedwojski y otros, 1995).

La planeación del nuevo alineamiento depende de la morfología del río, de las condiciones geológicas pero también depende de los requerimientos de asentamientos humanos, establecimientos industriales, muelles, ríos tributarios, etc.

La localización de los puentes determina en buena parte las posibilidades de diseño. Debe evitarse la localización de puentes en las zonas de transición donde el río es muy difícil de controlar.

Los tributarios deben en lo posible entregarse al nuevo río a ángulos entre 25º y 45º por la parte cóncava de la orilla.

Generalmente los diseños se trabajan utilizando curvas de coseno, utilizando la información de las curvas del río original. Con valores seleccionados de radio y longitud de onda, las curvas de coseno generadas pueden implementarse en la mayoría de los ríos meándricos (Chang, 1988).

Criterios de diseño

Para el diseño de una canalización se recomienda seguir los siguientes criterios (Keller y Brookes- 1983):

1. Estimar la estabilidad o comportamiento de la corriente después de la canalización. Esto se requiere para realizar las recomendaciones necesarias especificas de las obras de protección adicionales que se requieren para garantizar la estabilidad de la corriente.

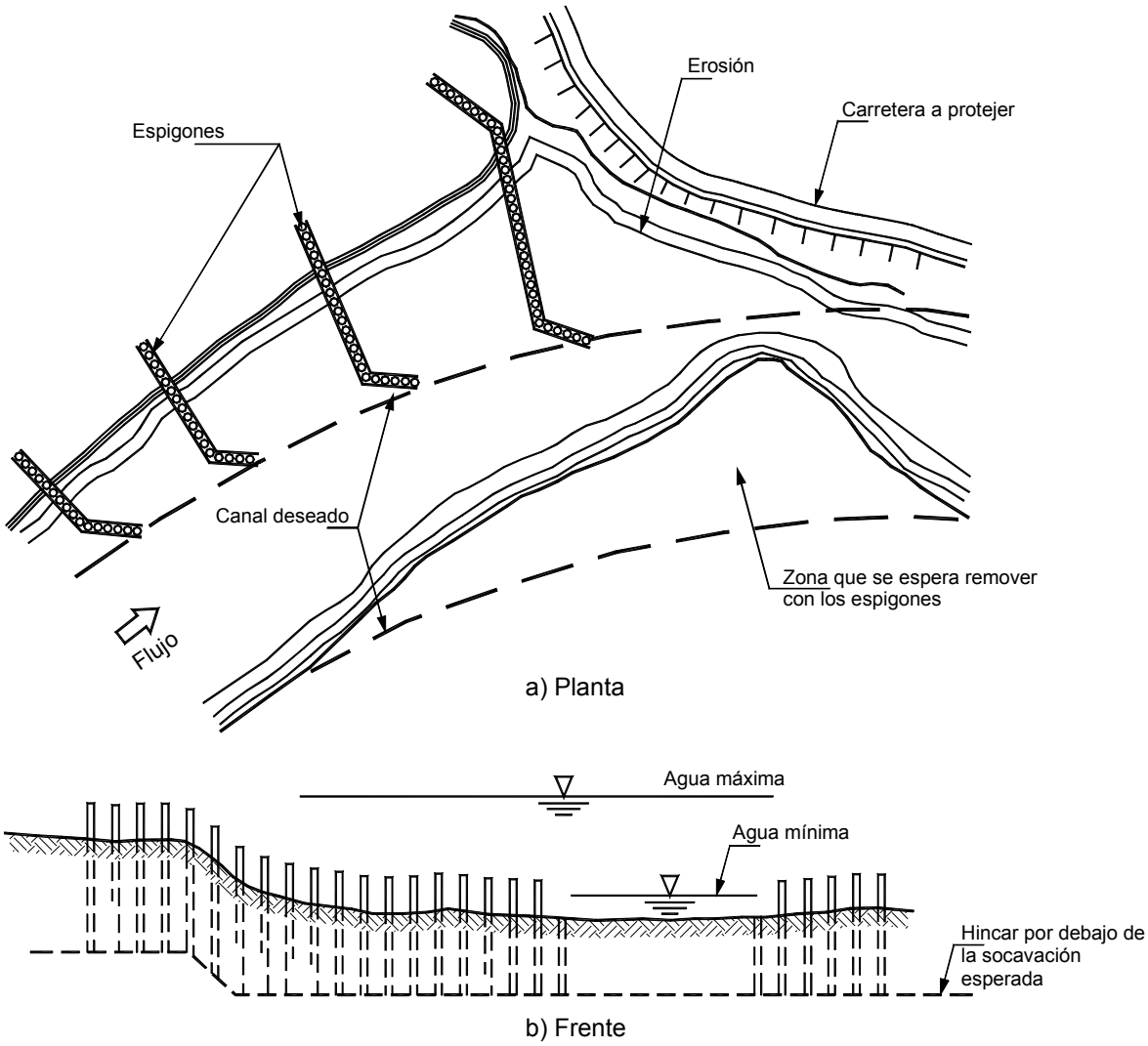


FIGURA 12.2 Espigones en pilotes.

2. Diseñar un canal teniendo en cuenta dos escenarios: el primero el flujo normal y el segundo el flujo de una avenida extraordinaria con un determinado periodo de retorno. En ocasiones se requiere diseñar dos canales diferentes uno central para aguas normales y otro ampliado para aguas máximas. El canal pequeño se diseña generalmente para la avenida de un periodo de retorno de dos años, y el canal amplio para un periodo de más de 200 años, de acuerdo a los requerimientos.
3. Siempre que sea posible debe utilizarse la vegetación como el método mejor para la estabilización de las orillas.
4. La canalización debe minimizarse a lo estrictamente necesario, teniendo en cuenta que las modificaciones del sistema natural de la corriente producen cambios ambientales irreparables. La idea es realizar la menor cantidad posible de obras artificiales y como lo propone Leopold (1977) respetar los ríos.

Un ejemplo de este esquema de canalización es el utilizado por la Thames Water Authority en Inglaterra, en la forma indicada en el capítulo 11. Este esquema tiene como objetivo no solamente la protección contra inundaciones sino también la importancia de mantener un canal natural meándrico para proteger los recursos de pesca y la fauna acuática. Los trabajos se diseñan para minimizar la alteración del canal natural pero al mismo tiempo, generando un nuevo canal con capacidad suficiente y comportamiento homogéneo. Por ejemplo, el fondo del canal se profundiza para aumentar las áreas pantanosas y se utiliza la vegetación como sistema de estabilización conjuntamente con rip-rap o enrocado en los sitios más críticos de erosión.

12.2 TIPOS DE ESTRUCTURA LATERAL

Estructuras longitudinales

Una de las formas más eficiente de controlar el cauce de un río es la construcción de muros o diques revestidos longitudinales a lo largo de la corriente, siguiendo los patrones de curvatura típicos de la corriente. Estos muros o diques pueden construirse dentro del cauce disminuyendo la sección para facilitar la navegación o separar las corrientes de la orilla o pueden construirse con medidas de protección a lo largo de las orillas actuales.

La construcción de estructuras longitudinales favorece la formación de un canal más estable y uniforme. Generalmente se diseña para un ancho permanente normal y se pueden dejar espacios entre el muro y la orilla para que sean sedimentados posteriormente.

Desde el punto de vista hidráulico las estructuras longitudinales ayudan a aumentar la velocidad y disminuir la resistencia, al movimiento y la erosión. En ocasiones las canalizaciones pueden dar resultados negativos si el ancho diseñado es muy pequeño para acomodar el caudal de las avenidas del río. En estos casos existe el problema de que no es posible reacondicionar los muros para corregir el error, cosa que sí es posible en las canalizaciones con espigones donde se puede disminuir la longitud de los espigones después de construidos (Przedwojski, 1995).

En ocasiones se dejan espacios permeables en los diques para facilitar la entrada de agua y sedimentación por detrás de las estructuras, este sistema ayuda adicionalmente a la fauna acuática.

Estructuras laterales en ríos de montaña

Los espigones no se recomienda utilizarlos en ríos con pendientes superiores al 2%, debido a que las corrientes son tan fuertes que es prácticamente imposible garantizar la estabilidad de los espigones. En ríos de montaña se recomienda construir obras longitudinales más no espigones.

Espigones cortos (spurs)

Los espigones cortos o spurs son diques transversales de $L_p / B_1 < 0.33$

Donde:

L_P = Es la longitud de la estructura proyectado sobre la línea perpendicular a la corriente y
B_1 es el ancho de la sección definitiva del río.

Kondap y Prayag (1989) recomiendan limitar la longitud de los espigones a 0.2B , donde B es el ancho del río y el espaciamiento entre espigones a 3L. El espaciamiento máximo que puede permitirse es 4L.

FOTOGRAFÍAS 12.1 y 12.2 Falla de espigones por socavación.

Espigones largos (groynes)

Los espigones son estructuras relativamente sólidas alargadas que se colocan para desviar la corriente de agua o controlar el arrastre de materiales del fondo, (L_p / B_1 > 0.33). Un espigón es una estructura construida a un ángulo con la dirección de flujo, anclada en la orilla del canal y con una cabeza para el manejo del flujo en la punta. Los espigones incrementan la velocidad del agua al disminuirse la sección del río, aumentando el gradiente y generando macroturbulencia intensa. La turbulencia generada por los espigones puede producir remolinos o vórtices fuertes que generen a su vez socavación, la cual representa un problema de estabilidad para la estructura del espigón.

Los espigones pueden construirse con bloques de roca, bloques de concreto, gaviones, hexápodos, tetrápodos, pilotes de acero, madera, o bambú o combinaciones de varios materiales. Los espigones de enrocado tienen generalmente una sección trapezoidal. Los materiales de gran tamaño se acumulan unos sobre otros, formando una estructura alargada.

El objetivo del espigón es desviar la corriente del río alejándola de zonas críticas para prevenir la erosión de la orilla y establecer un canal más estable. Ellos se utilizan también en ríos anchos trenzados para establecer un canal bien definido que no sufra ni agradación ni degradación y que mantenga su localización de año en año. En este caso los espigones pueden tener diques muy largos en su punta junto al agua para ayudar a definir el canal del río. Los espigones se utilizan además, en ríos meándricos para controlar el flujo en la entrada o salida de la curva.

Los espigones se emplean para protección de las riberas de los ríos, en el caso del golpeo de las corrientes del río contra los taludes de las riberas. Se coloca generalmente a intervalos de dos a cuatro veces la longitud de las secciones individuales. Se recomienda un mínimo de tres espigones para resultados efectivos.

Espigones permeables e impermeables

Los espigones pueden ser permeables o impermeables en el sentido que pueden permitir o no el paso del agua a través de ellos. Los espigones permeables son más efectivos en los ríos que tienen mayor cantidad de carga de fondo y altas concentraciones de sedimentos, debido a que estos espigones facilitan la sedimentación.

Los espigones impermeables son más efectivos cuando se requiere mantener una profundidad de cauce para navegación, debido a que la socavación es mayor y por lo tanto el cauce va a tener una mayor profundidad.

Forma de los espigones

Los espigones pueden también clasificarse de acuerdo a su forma en planta, así:

1. Espigón recto formando un ángulo con la orilla y que tiene una cabeza con un sistema de protección contra la socavación en la punta.
2. Espigón en forma de T, el ángulo a es generalmente de 90 grados y el dique en la punta es paralelo a la dirección del flujo.
3. Espigón en forma de L, que permite mayor espacio para sedimentación entre espigones y menos socavación en su cabeza y son más efectivos para facilitar la navegación.

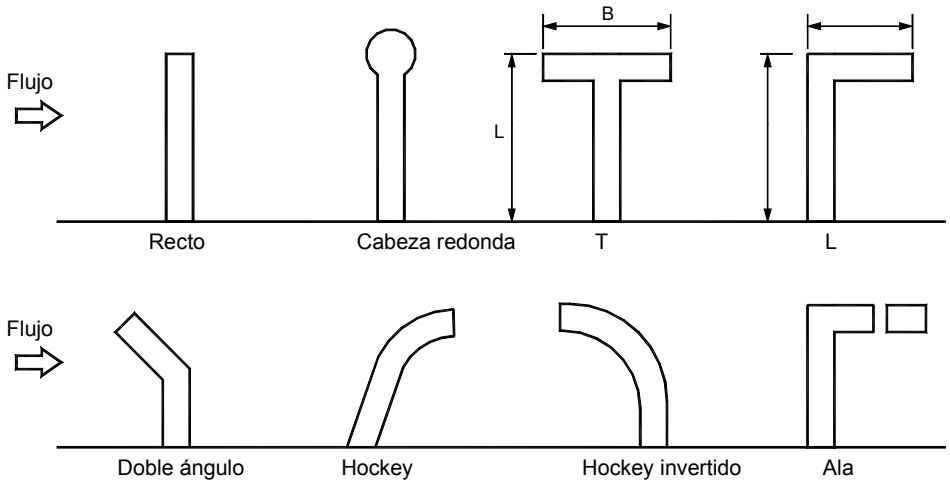


FIGURA 12.3 Formas en planta de espigones.

4. Espigones en forma de jockey que poseen huecos los cuales son más extensivos en área que los en forma de T.

Partes de un espigón

Un espigón consta de cuatro elementos así:

a) La punta del espigón: la cual constituye el punto crítico para su socavación por la concentración de corrientes y la velocidad del agua en este punto.

   La socavación de la cimentación de la punta depende de la sección del río con o sin espigones, de la inclinación de los taludes y de los caudales del río.

b) La cresta: puede ascender hacia la orilla o ser horizontal además puede ser sumergida o levantada con respecto al nivel del agua de diseño. Si la cresta es desbordable debe proveerse de un sistema de protección contra la socavación en el lado aguas abajo.

c) Anclaje: el anclaje depende de la situación real del sitio ante la posibilidad de que el agua pase por detrás del espigón.

d) Cimiento: es el factor que determina la durabilidad del espigón. El cimiento a su vez está constituido por la fundación propiamente dicha y por un tapete o colchón, como protección contra la socavación.

Para evitar la destrucción o barrida de los espigones debe profundizarse los espigones tanto como sea posible dentro del fondo del río.

Un espigón de alta flexibilidad va adaptándose al terreno a medida que se produce la socavación. La obra cede en la parte erosionada, se flexiona y adopta la nueva forma del terreno. Puede ocurrir, sin embargo que la flexibilidad del espigón no sea lo suficientemente alta y tienda a romperse por flexión para ser arrastrada por el río, o que la fuerza de la creciente sea tal que arrastre totalmente el espigón.

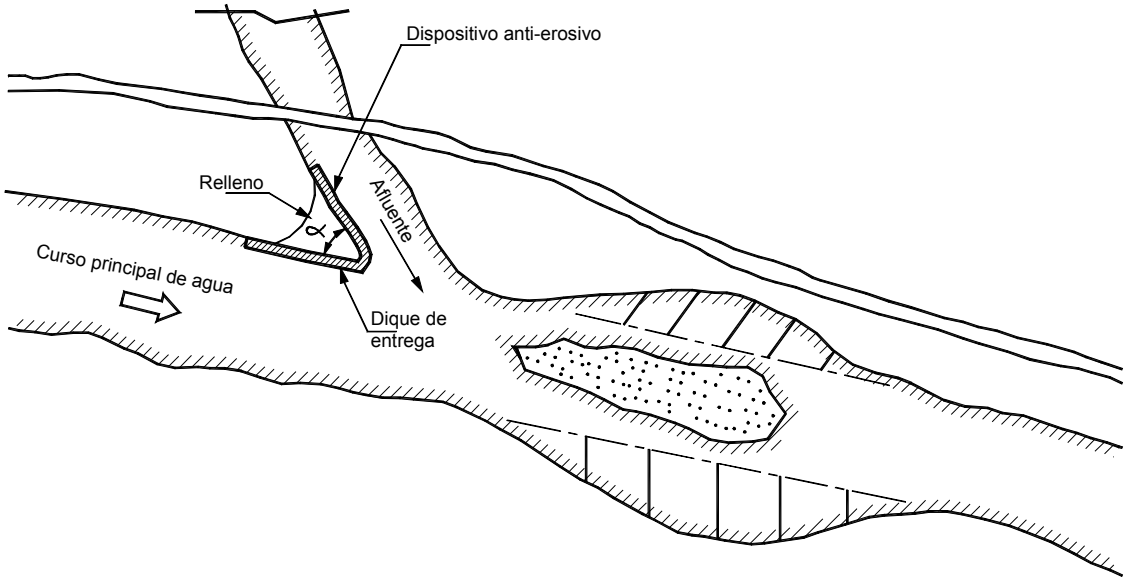


FIGURA 12.4 Rectificación de orilla y eliminación de isla utilizando espigones.

12.3 DISEÑO DE ESPIGONES

El diseño de un grupo de espigones es una función de los siguientes factores:

1. Variables del flujo

a. Profundidades de aguas mínimas, normales y máximas.

b. Cantidad de carga suspendida con relación a la carga de fondo.

2. Parámetros del cauce

a. Pendiente y velocidad del río.

b. Características del material de fondo (arcilla, limos, arena, grava, cantos, guijarros).

c. Tamaño del canal (ancho y sección).

3. Materiales disponibles para construcción

Previamente al diseño debe analizarse las posibilidades de materiales para su construcción.

4. Posibilidad de avalanchas y otras amenazas

Ha ocurrido un número muy alto de fallas de espigones que justifican un replanteo total de los sistemas de análisis, diseño y construcción empleados hasta ahora. Para evitar la destrucción y/o arrastre de los espigones deben tenerse en cuenta las siguientes características:

a. Conocimiento del régimen hidráulico del río.

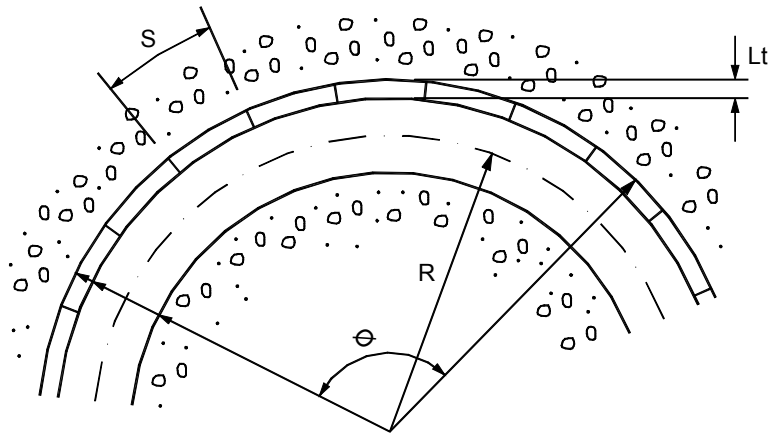
b. Cálculo de socavación del cauce con el espigón.

c. Diseño de una cimentación con la profundidad adecuada.

d. Diseño hidráulico del espigón.

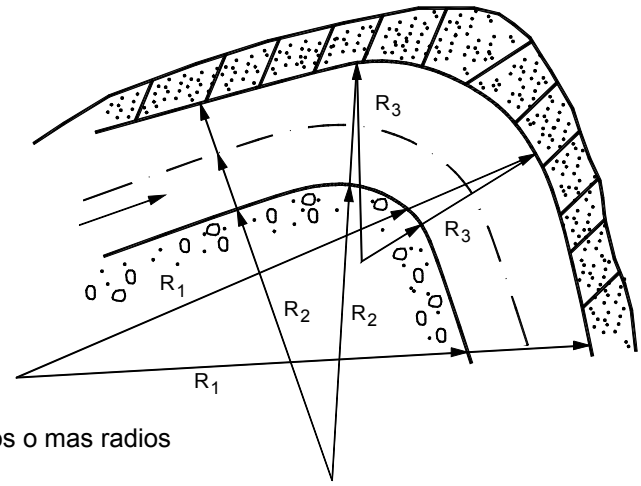
e. Diseño estructural (resistencia y flexibilidad) del espigón.

El espigón no debe causar un cambio brusco en la dirección de la corriente, sino por el contrario producir un cambio suave. Los espigones son efectivos solamente si el espaciamiento entre ellos no es muy grande.



a) Curva de un radio

R = Radio de curvatura
Ø = Angulo de la curvatura
S = Separación entre espigones
Lt = Longitud de trabajo de los espigones



b) Curva de dos o mas radios

FIGURA 12.5 Localización en planta de espigones.

Elementos a diseñar

Los puntos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección basado en espigones son: (Maza, 1975)

a. Localización en planta. Radios de las curvas, longitud de las tangentes, ancho estable del río.
b. Longitud de los espigones.
c. Elevación de la cresta de los espigones
d. Espaciamiento entre espigones.
e. Número de espigones
f. Pendiente de la corona.
g. Angulo de orientación respecto a la orilla.
h. Taludes laterales de los espigones.
i. Permeabilidad del espigón.
j. Características y tamaño de los Materiales para la construcción de los espigones.
k. Determinación de las condiciones de flujo alrededor de los espigones.
l. Predicción de la socavación en la curva y socavación local en el extremo del espigón.

12.3.1 LOCALIZACIÓN EN PLANTA

Al proyectar una obra de defensa ya sea protegiendo la orilla actual, o bien, en una margen nueva (al hacer una rectificación) se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas dibujar una línea paralela al eje a la cual llegarán los extremos de los espigones. La longitud de cada espigón, estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea. La separación entre las nuevas orillas, es decir el ancho B, estará dado por el estudio de estabilidad de la corriente, el cual tomará en cuenta si el tramo será navegable, el cambio de pendiente si se rectifica el río, etc.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible, que los radios de las curvas nuevas, medidos hasta el eje del río tengan la longitud R siguiente:

$$2.5\,B < R < 8B$$

Donde:

R = Radio de Curva

B = Ancho del río

Al respetar los radios anteriores, la defensa que se haga sobre la base de espigones, trabajará eficientemente. Si los radios de curvatura son menores, la separación de los espigones disminuye y económicamente es preferible construir una defensa marginal apoyada en la orilla. Si los radios son mayores, el río tiende a formar un cauce con menores radios dentro de la curva y no todos los espigones trabajan eficientemente.

Cuando solo se desea proteger las orillas actuales de un río, y no se desea hacer trabajos de rectificación, la línea que une los extremos de los espigones deberá trazarse lo más uniformemente posible, aunque no necesariamente tendrá un radio único.

Los proyectos de este tipo son los más comunes en la primera etapa de desarrollo de una región ya que se trata de fijar las orillas al menor costo posible. La selección de la línea que une los extremos de los espigones incluye en la longitud de los mismos y ésta, junto con la orientación que se les dé, determinan la separación, entre ellos. Por lo tanto es indispensable estudiar varias localizaciones en esa línea.

Al protegerse, ya sea una sola curva, o un tramo completo, los primeros tres espigones de agua arriba deben tener longitud variable. El primero deberá ser de la menor longitud posible (igual al tirante), y los otros aumentar uniformemente, de tal manera que el cuarto tenga ya la longitud de proyecto. La pendiente longitudinal de la corona debe ser uniforme en todos ellos y por lo tanto la misma de los demás espigones.

Por último conviene aclarar que aunque la línea teórica que une los extremos de los espigones pueda tener diversos radios de curvatura, nunca deberá tener un tramo en que su radio de curvatura se mida hacia la orilla exterior. Todos los radios de esa línea se deberán medir hacia el mismo lado; es decir, hacia el interior de la curva.

12.3.2 SEPARACIÓN ENTRE ESPIGONES

La separación entre espigones se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende primordialmente de la longitud del espigón de aguas arriba de su orientación y de la localización de la orilla. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación del espigón respectivo a la orilla de aguas abajo y la ampliación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa desviación es de 9° a 14°.

La longitud de anclaje debe ser mayor cuando las orillas son de poca altura, con el objeto de evitar que la corriente pueda desviarse por detrás de los

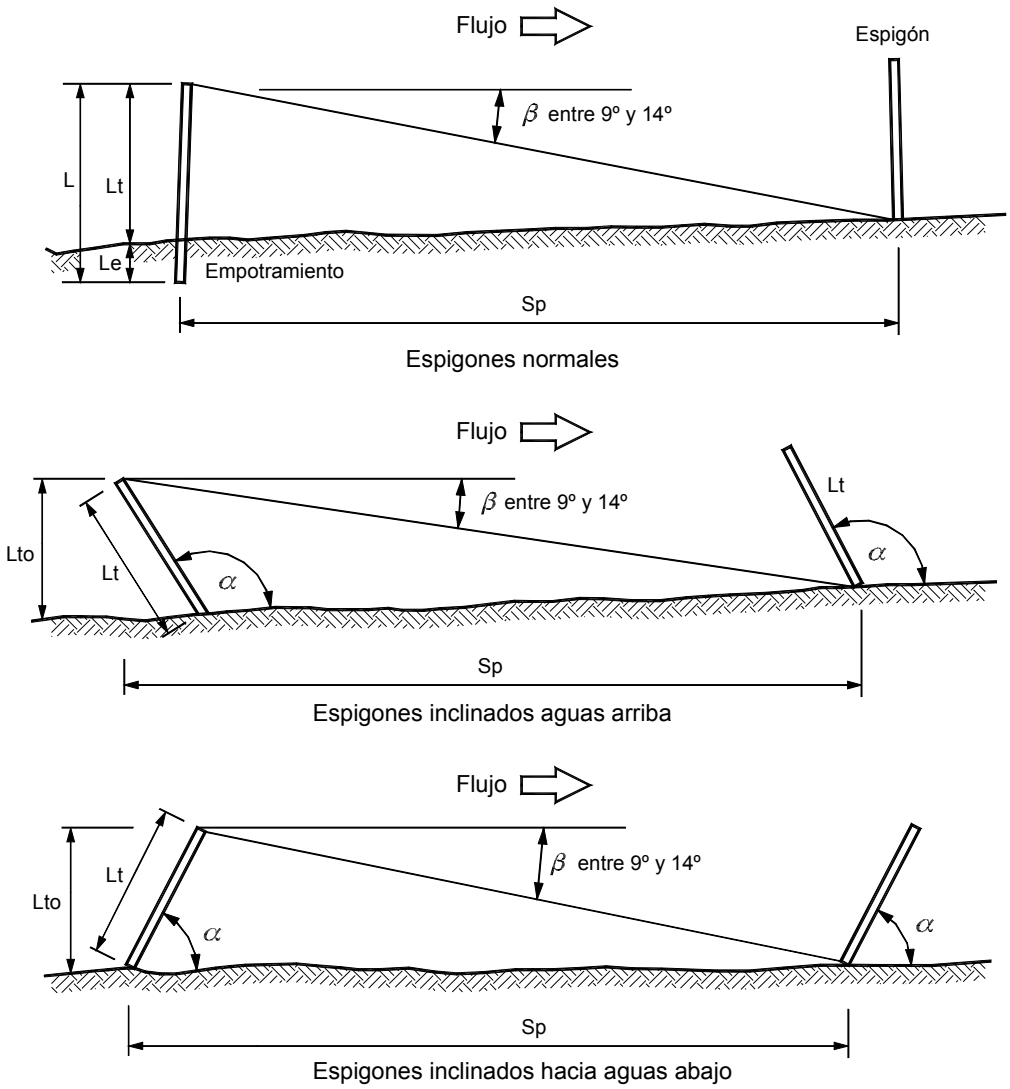


FIGURA 12.6 Orientación de espigones con respecto al flujo.

espigones. Generalmente, se construye primero el espigón localizado más aguas arriba y luego los espigones subsiguientes hacia aguas abajo. Esto se hace con el objetivo de poder construir los espigones en aguas bajas y calmadas.

Los espigones se construyen en grupos mínimo de cuatro espigones seguidos (Derrick, 1998). Una de las decisiones más importante del diseño es la separación entre espigones individuales. Los espigones deben colocarse a una distancia tal que la acción conjunta de ellos pueda separar el eje de flujo de la orilla, se debiliten las corrientes entre espigones y se promueva entonces, sedimentación en los espacios entre ellos (Przedwojski 1995). Si los espigones están demasiado separados, las corrientes pueden atacar la orilla que se pretende proteger entre dos espigones, generándose erosión o produciéndose meanderización de la corriente. La construcción de espigones muy cerca unos de los otros produce un sistema menos eficiente y más costoso.

Generalmente la distancia entre espigones está relacionada con el ancho del río la longitud del espigón, la velocidad del flujo, el ángulo a y la curvatura de la orilla.

Generalmente los espigones permeables pueden ser espaciados a mayores distancias que los impermeables.

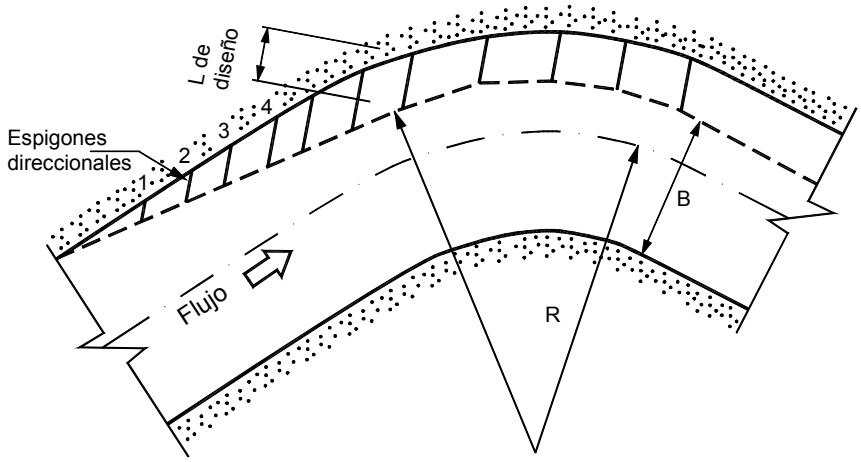


FIGURA 12.7 Colocación de espigones cortos direccionales antes del primer espigón de diseño.

Las recomendaciones de Maza Alvarez (1989) son las siguientes:

a. Separación en tramos rectos:

Cuando se requieran construir espigones en tramos rectos y sin empotramiento en la margen, la separación deberá ser la que se indica en la tabla 12.1.

b. Separación en curvas

Para la localización de espigones en curva Maza (1989) recomienda suponer un ángulo b de 9º a 14º de desviación de la corriente para la colocación del siguiente espigón. La separación Sp, entre espigones colocados en curva, conviene controlarla gráficamente como se indica en la figura 12.8. Si la curva es regular y tiene un único radio de curvatura la separación que

TABLA 12.1 Separación de espigones en tramos rectos.

Ángulo de Orientación	Separación Sp
90º a 70º	(5.1 a 6.3) Lt, (5.2 a 6.4) Lto
60º	(5 a 6) Lt, (5.7 a 6.9) Lto

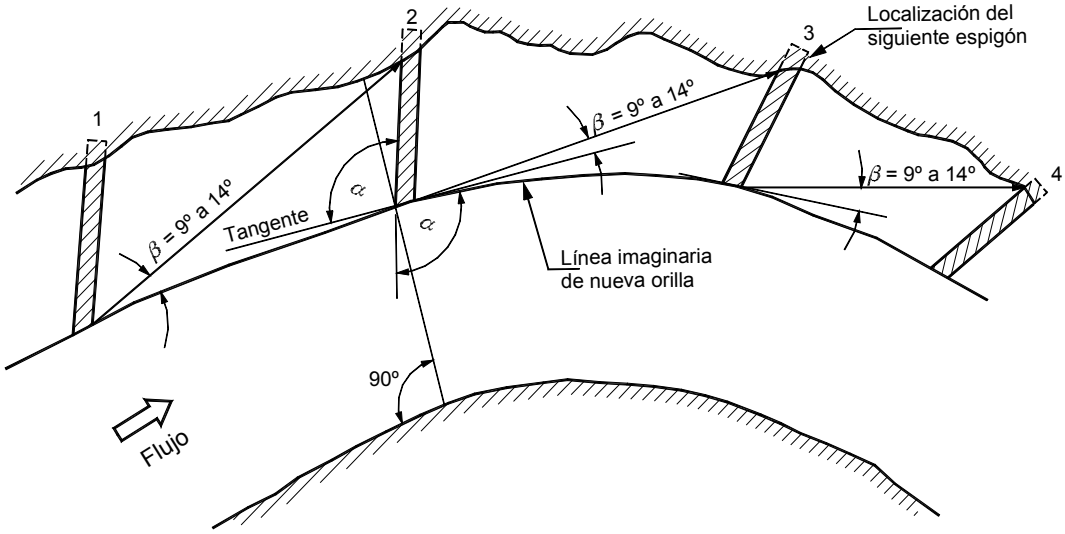


FIGURA 12.8 Método para determinar el espaciamiento entre espigones en orillas curvas.

FOTOGRAFÍA 12.3 Espigones de hexápodos prefabricados de concreto armado.

FOTOGRAFÍA 12.4 Espigones de bolsacreto.

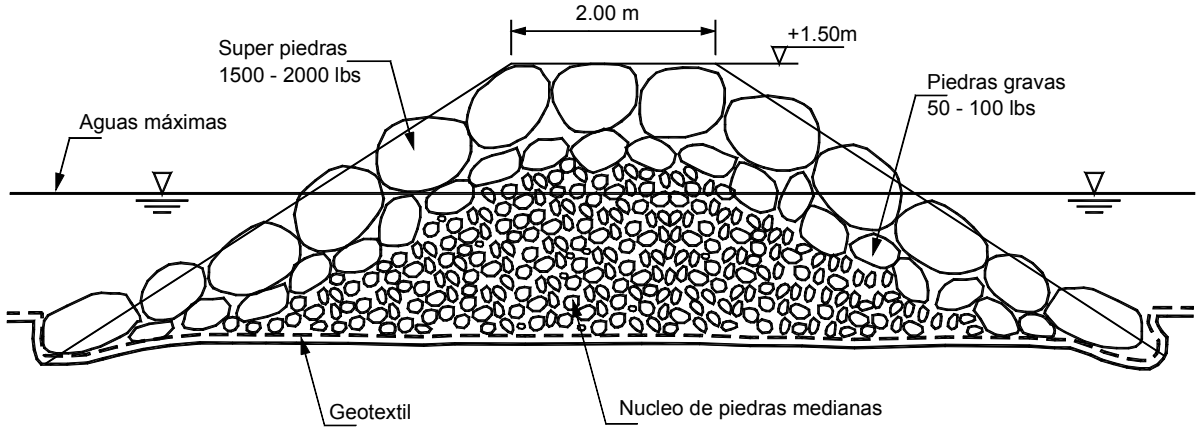
TABLA 12.2 Separación de espigones (Criterio de Maza-Alvarez - 1989).

α	Lt	Sp teórico en función Lto	Sp teórico en función Lt	Sp recomendable	
				Empotrado	No empotrado
60	1.15 Lto	5.7 - 6.9	5.0 - 6.0	6 Lt	5 Lt
70	1.06 Lto	5.4 - 6.6	5.1 - 6.3	6.3 Lt	5Lt
90	Lto	5.1 - 6.3	5.1 - 6.3	6.3 Lt	5 Lt

se ha probado con buenos resultados es Sp = (2.5 a 4) Lt; para radios de curvatura mayores de cuatro B se han usado separaciones de 4 Lt. Si la curva es irregular o con un radio de curvatura pequeña la separación de espigones necesariamente debe encontrarse en forma gráfica.

Elevaciones y pendientes longitudinales de la cresta

Se han construido espigones sin pendiente longitudinal (S = O) hacia el centro del cauce y con pendiente de 0.02 a 0.25. Experimentalmente se ha



Nota: El tamaño y el peso de las piedras varian con las condiciones locales del flujo

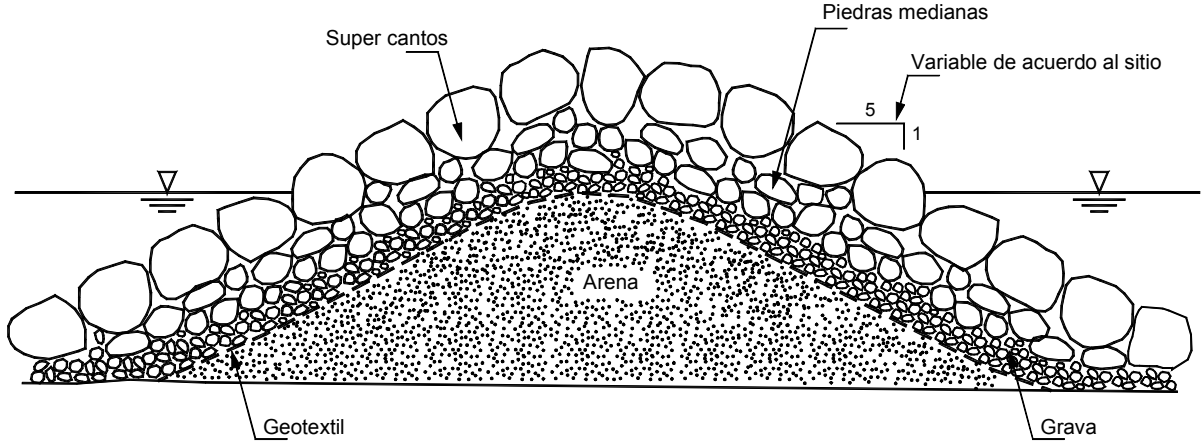


FIGURA 12.9 Sección de espigón en enrocado.

probado espigones con cresta horizontal y con pendientes de 0.1 a 0.5 y 1.

Los espigones deben construirse con pendiente hacia adentro del río. Deben inclinarse a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre correspondiente al gasto dominante. El extremo dentro del cauce debe tener alturas máximas de cincuenta centímetros sobre el fondo actual; con ellos se logran pendientes de 0.5 a 0.25. Los espigones construidos con pendientes longitudinales de 0.1 o mayores han proporcionado más favorablemente el depósito de sedimento entre ellos y han resultado más económicos.

Pendientes laterales de los espigones

Antiguamente se construían espigones con la pendiente suave en la pared aguas arriba y pendiente fuerte aguas abajo, pero en los últimos años se ha cambiado totalmente el sistema, utilizando pendientes muy suaves a ambos lados. Generalmente la pendiente lateral varía desde 3H : 1V a 5H : 1V en la zona de la cabeza y un poco menos inclinados a medida que se avanza hacia la orilla. La corona o cresta se deja por lo general de 2 metros de ancho.

12.3.3 ORIENTACIÓN DE LOS ESPIGONES

La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma hacia aguas abajo, el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla en el punto de arranque.

Se debe analizar tres tipos de espigones así:

1. Espigones inclinados hacia aguas arriba (ángulo α > 90º)

El sistema más popular en el mundo es el de colocar los espigones inclinados hacia aguas arriba, porque según los autores ellos producen el mejor efecto, en

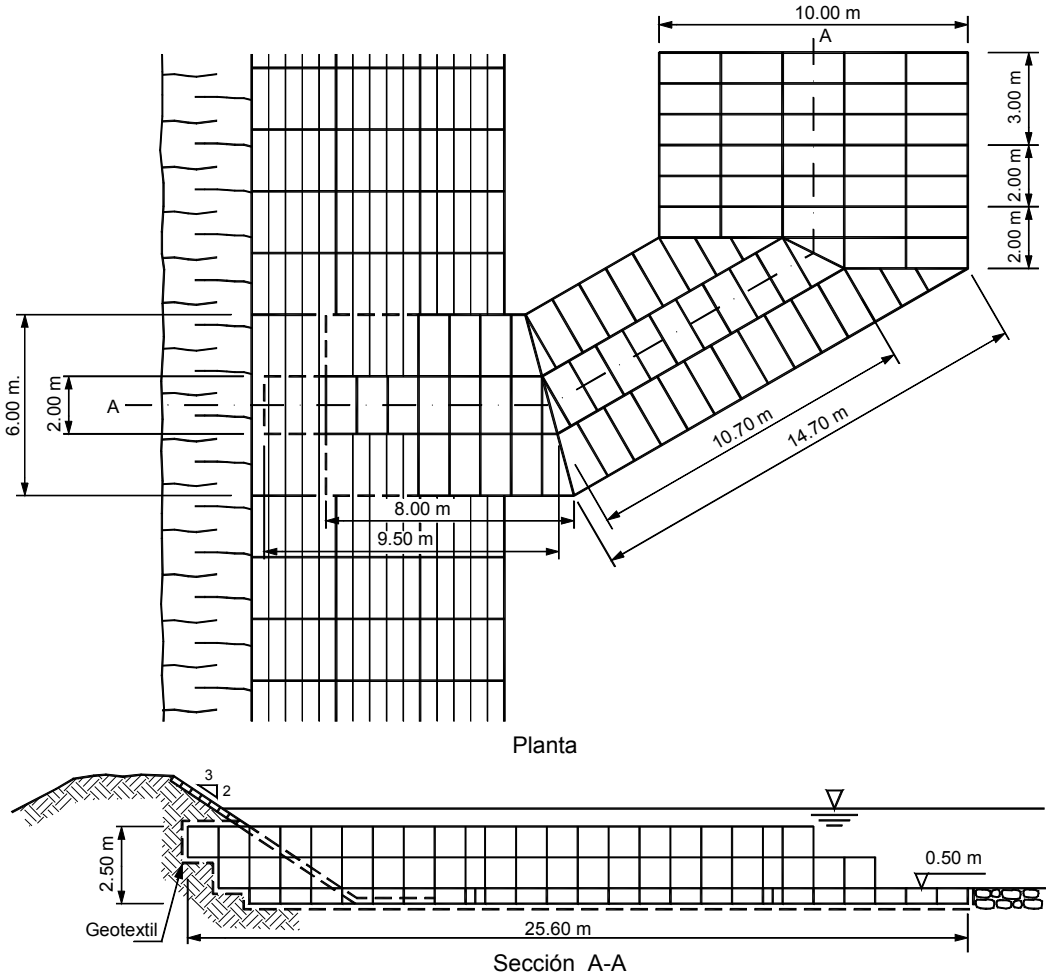


FIGURA 12.10 Espigones en gaviones con ángulo variable (Gaviones Maccaferri).

lo que se refiere a sedimentación de materiales y a desvío de la corriente de la orilla (Richardson y otros 1975). A estos espigones se les llama espigones deflectores porque según algunos autores repelen el flujo hacia el centro del cauce. La mayoría de las referencias en la literatura recomiendan inclinaciones entre 100º y 120º (Beckstead, 1975). Derrick (1998) recomienda limitar el ángulo de inclinación a 110º

2. Espigones inclinados hacia aguas abajo (ángulo α < 90º)

Estos espigones no son recomendados por algunos autores porque se argumenta que atraen el flujo hacia la orilla y por lo tanto nunca deben colocarse en la parte cóncava de las orillas (Przedwojski 1995). En cambio Maza recomienda ángulos de inclinación de 70º, porque según él se disminuye la socavación en la cabeza del espigón.

Según Maza en un tramo recto, en una curva regular, conviene que los espigones formen un ángulo de 70° con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y aún más si tiene un radio de curvatura menor de 2.5B, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30°.

3. Espigones ortogonales al flujo (ángulo α = 90º)

Un espigón a 90 grados protege en forma similar los lados aguas abajo y arriba del espigón. Estos espigones son más cortos pero poseen menores ventajas de sedimentación que los inclinados hacia aguas arriba, sin embargo, son utilizados con frecuencia en los casos en los cuales se requiere controlar un canal navegable.

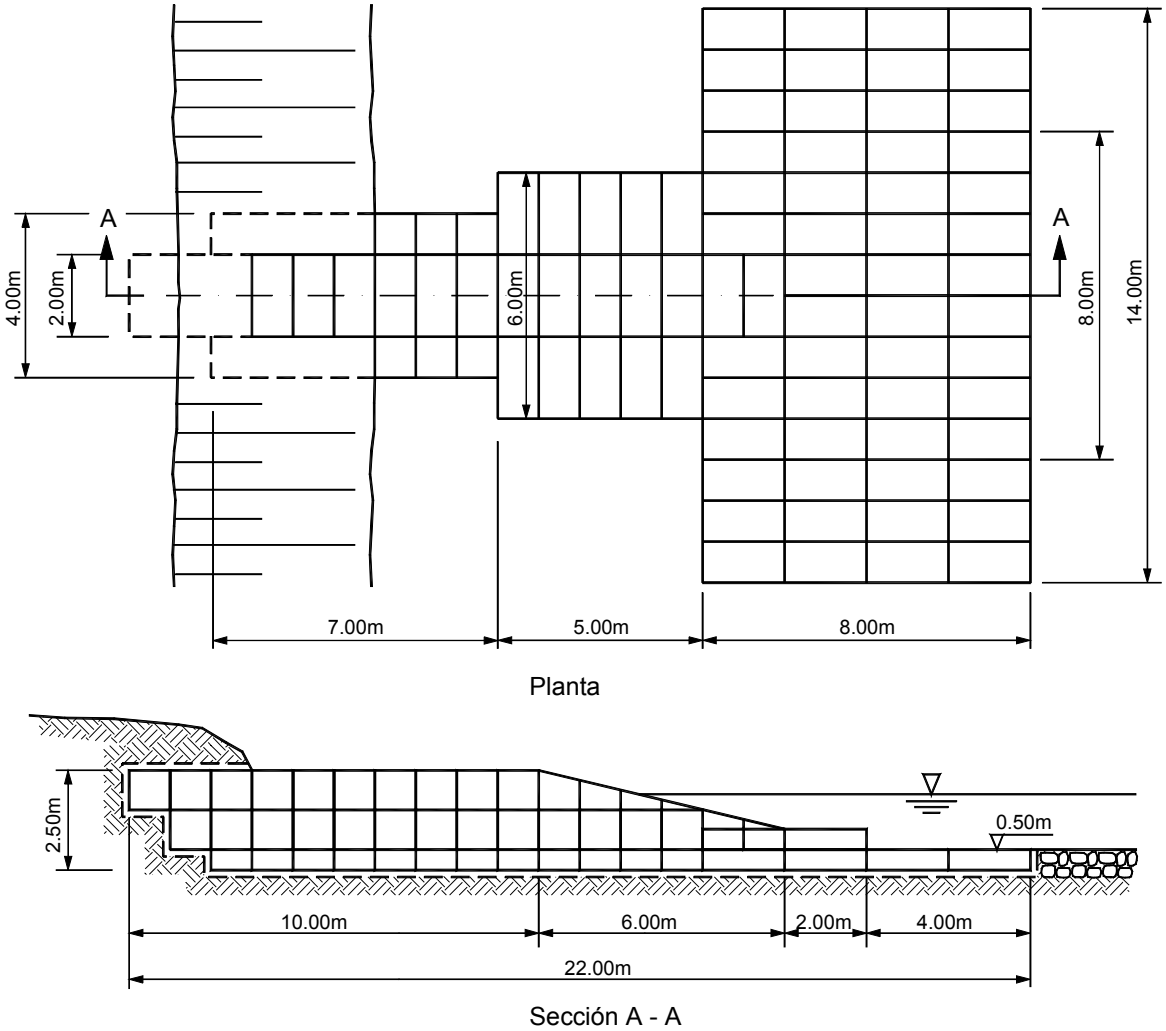


FIGURA 12.11 Espigones en gaviones con tapete de ancho variable (Gaviones Maccaferri).

Altura de los espigones

Los espigones pueden ser sumergidos o no sumergidos. Aunque los espigones sumergidos presentan una mayor socavación aguas abajo del espigón, la socavación en la punta es menor y se adaptan mejor a las condiciones de inundaciones. Sin embargo, algunos autores recomiendan que los espigones permeables o sólidos trabajen en condiciones no sumergidas para disminuir la socavación lateral la cual puede destruir los espigones (Przedwojski 1995). Los espigones permeables funcionan mejor sumergidos porque crean alteraciones menores al flujo.

Algunos investigadores recomiendan que no se permita que el flujo pase por encima del espigón para evitar socavación lateral del mismo.

Para propósitos de navegación en Holanda la altura de los espigones se construye entre 0.3 y 1.3 metros por encima del valor medio de agua anual.

Maza (1989) recomienda pendientes longitudinales de la cresta entre 10% y 25%, sin embargo, otros autores difieren de su apreciación y prefieren espigones con muy poca pendiente en la cresta.

La utilización de espigones de baja altura disminuye la sedimentación pero forman unas áreas de aguas bajas entre espigones que facilitan la vida acuática.

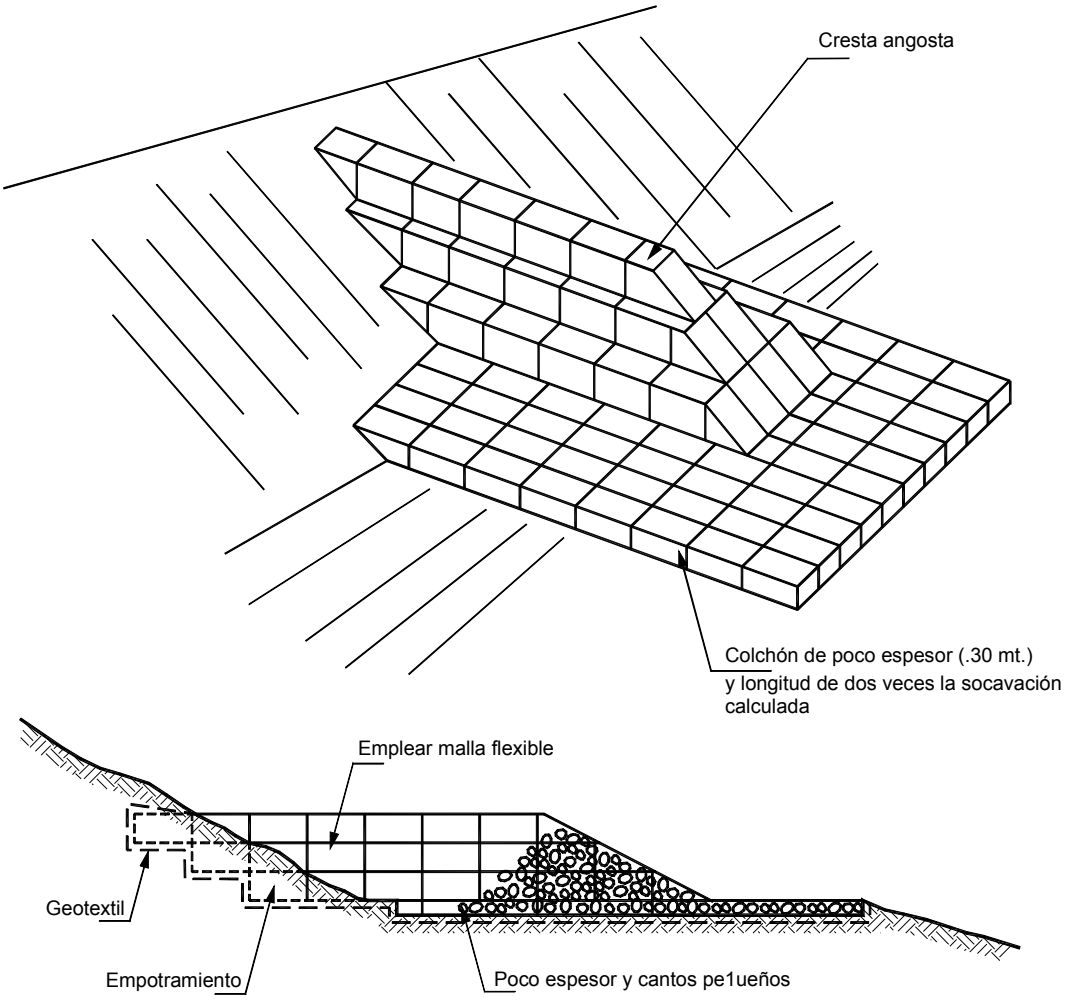


FIGURA 12.12 Espigones en gaviones con tapete completo.

Cabeza de los espigones

Debido a la formación de huecos de socavación junto a la cabeza de los espigones tanto en las riberas cóncavas como convexas, las cabezas deben ser lo suficientemente resistentes y tener pendientes muy suaves para disminuir la socavación. Muchos autores prefieren la cabeza en forma de punta como un sistema de disminuir la amenaza de socavación.

Espigones con punta en L

La construcción de una cabeza en la punta del espigón formando una L restringe las corrientes sedimentadoras de moverse hacia el área entre espigones e inducen socavación profunda a lo largo de la cara de la L, paralela al flujo: sin embargo la socavación es menor que en los diques con punta.

Estudios biológicos realizados en los Estados Unidos (Shields, 1983) revelan que en las aguas bajas detrás de las eles se forman comunidades acuáticas muy diversas.

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc.). La socavación local en el extremo del espigón deja de tener importancia si el espigón se construye con una fuerte pendiente longitudinal.

Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud del trabajo. La primera es la que está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

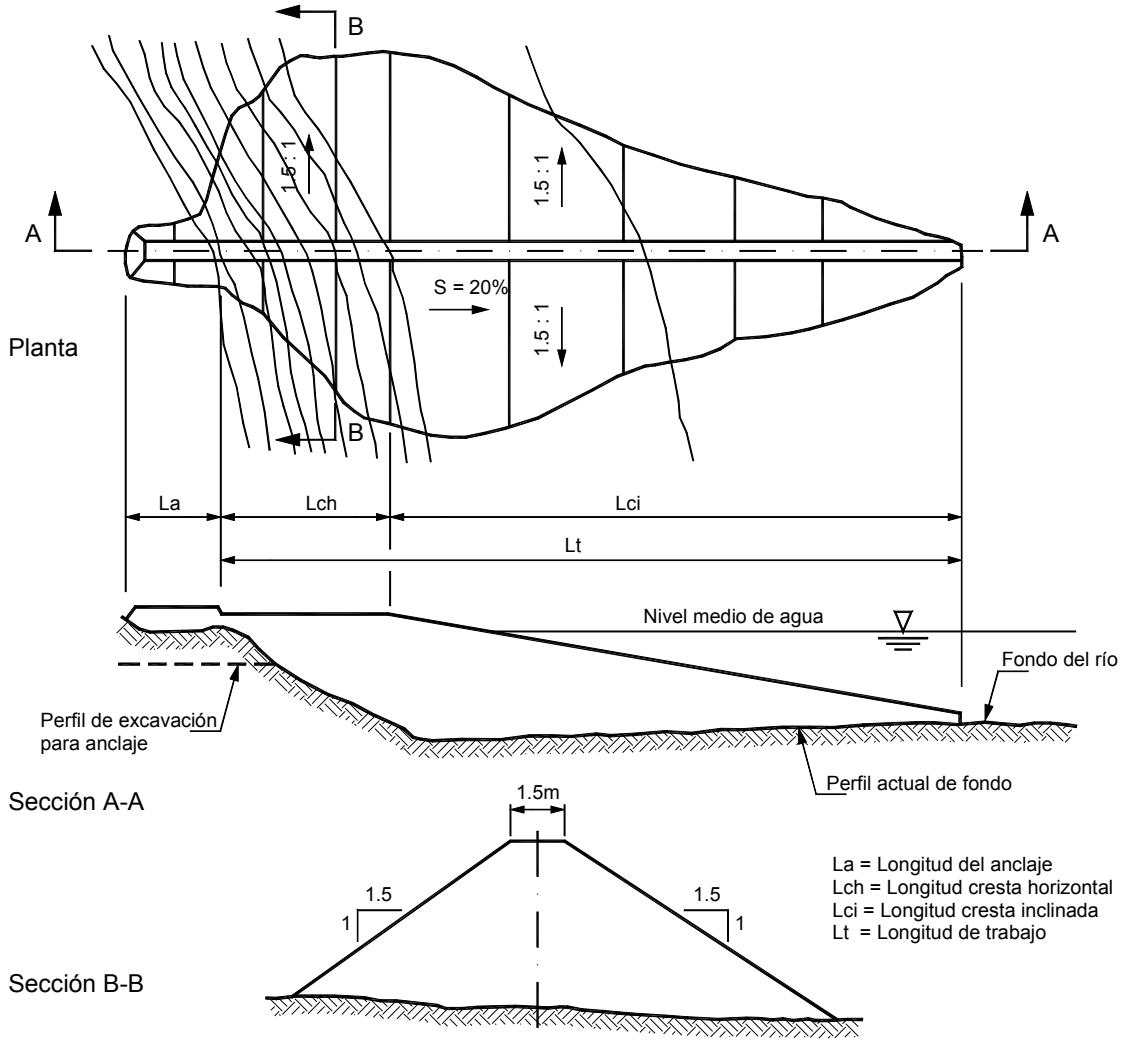


FIGURA 12.13 Ejemplo de espigones en hexápodos.

La longitud de los espigones se determina con base a buen juicio de ingeniería, basándose principalmente en el estudio de la morfología de la corriente, características del thalweg y comportamiento de la corriente (Derrick 1998). Cuando la curva es uniforme (rectificación) todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y por lo tanto la separación entre ellos es la misma

La longitud de trabajo, medida sobre la corona, se selecciona independientemente y se ha comprobado que conviene que esté dentro de los límites siguientes:

$$h < L < B/4$$

Donde:

B = ancho medio del cauce, y

h = tirante medio; ambos para el gasto dominante.

L = longitud efectiva del espigón.

Los espigones se pueden construir en ocasiones sin tener longitud de anclaje; es decir, sin que penetren dentro de la margen, apoyados únicamente a la orilla. La máxima longitud de empotramiento es igual a L/4.

Huecos o discontinuidades en el cuerpo del espigón

Los huecos son discontinuidades o indentaciones en la cresta de los espigones. Estos huecos pueden construirse en los diques nuevos o excavarse en diques existentes. El propósito de estos huecos es

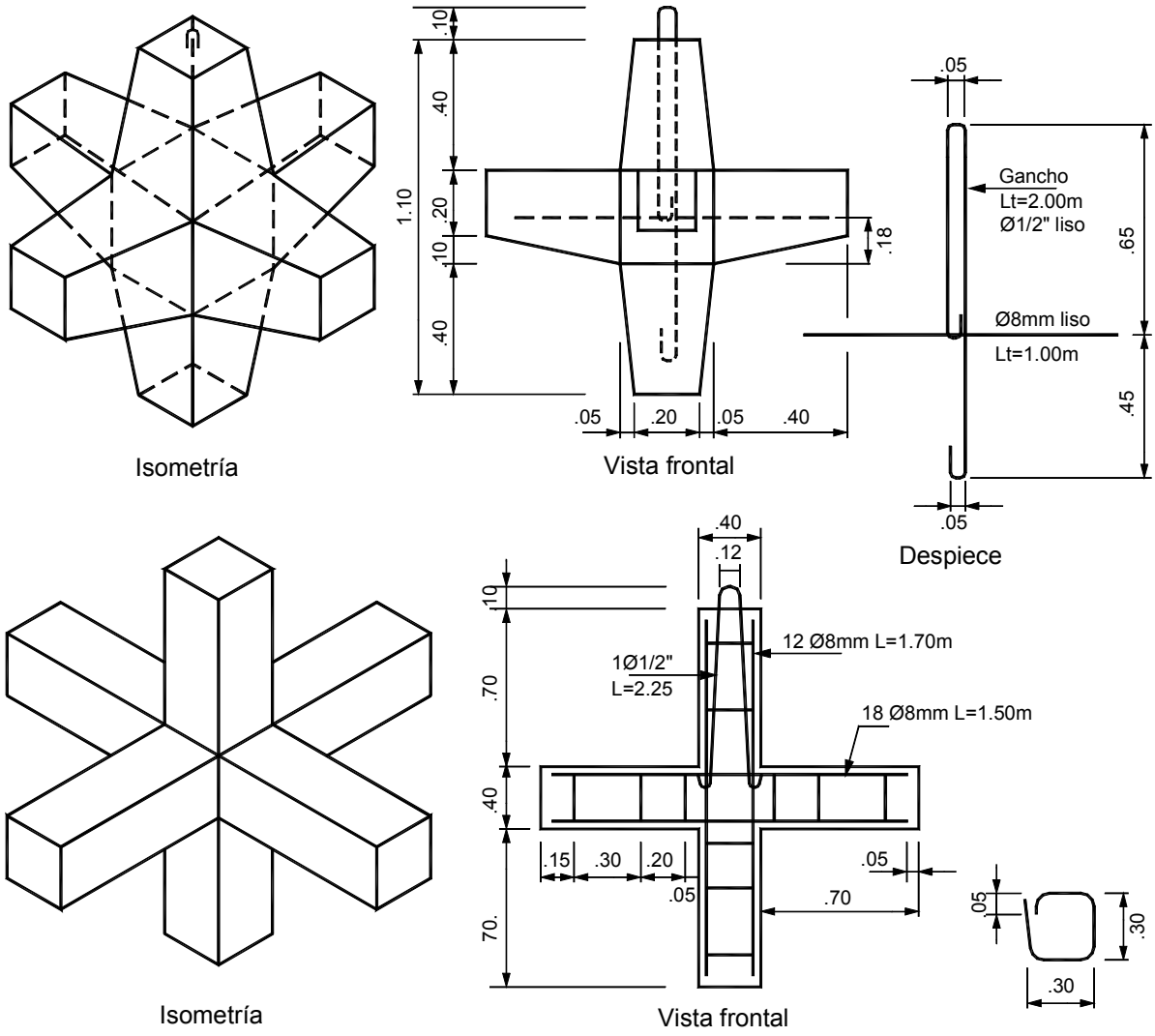


FIGURA 12.14 Detalles de diseño de hexápodos en concreto armado.

permitir el flujo de agua a través del espigón en avenidas intermedias para disminuir la sedimentación y formar piscinas detrás de los espigones aguas abajo. Este sistema se ha utilizado con mucha frecuencia en el río Mississippi (Shields, 1983). Generalmente, el flujo a través de la discontinuidad genera un hueco de socavación inmediatamente aguas abajo, formando pequeñas piscinas internas dentro de la corriente. Desde el punto de vista de erosión, estos huecos dentro del cuerpo del espigón requieren de la construcción adicional de obras para impedir que esta socavación genere inestabilidad en el espigón.

Materiales para espigones

Para la construcción de espigones se utiliza una gran variedad de materiales, entre los cuales se encuentran los siguientes:

- Enrocado
- Gaviones
- Pilotes
- Madera o bambú
- Elementos prefabricados de concreto.

12.4 PATRONES DE FLUJO EN RÍOS CON ESPIGONES

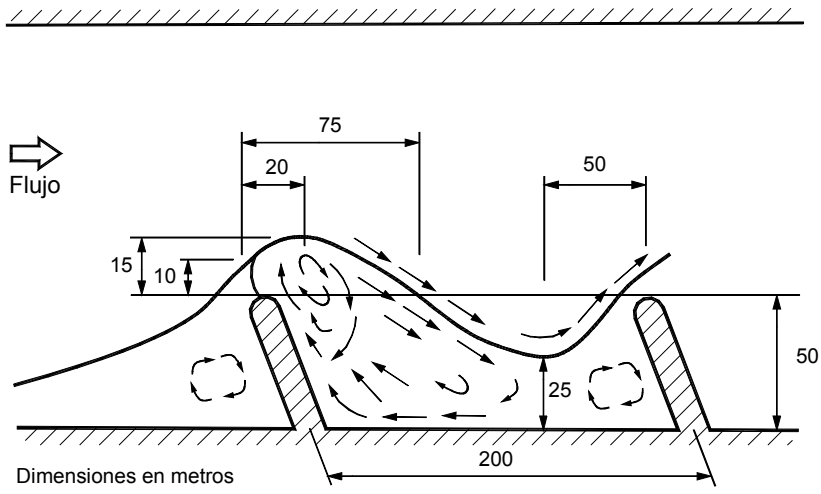


FIGURA 12.15 Patrón típico de flujo junto a un espigón en un cauce recto (Pilarczyk, 1989).

Los espigones limitan y confinan el flujo principal a cierta parte de la sección del río y afectan apreciablemente la estructura cinemática del flujo en sus vecindades. Las velocidades aumentan así como los caudales específicos, debido a la disminución de la sección. El incremento en la velocidad conduce a un aumento del gradiente y una mayor intensidad de generación de macroturbulencia (Przedwojski 1995).

El aumento de velocidad y la formación de remolinos o vórtices son las principales causas de la socavación alrededor de los espigones. Al golpear el agua con el espigón se forma un vórtice con un movimiento profundo de corriente hacia el cauce principal, formando una especie de rotación hacia afuera del agua. El cambio de dirección del flujo y la ocurrencia de fuerzas centrífugas genera flujos de jets hacia la cabeza del espigón.

A lo largo de la línea de separación aguas abajo de la cabeza del espigón se forman vórtices con ejes verticales, los cuales son conocidos como vórtices de Von Karman. Los vórtices de Von Karman actúan como pequeños tornados que succionan los sedimentos y ésta es una de las principales causas de la socavación junto a los espigones. Los vórtices más fuertes de Von Karman ocurren en espigones con paredes verticales atacados por flujos de alta velocidad.

Sistemas de circulación

Sobre la base de modelos Copeland (1983) definió una serie de flujos para la zona entre espigones como se indica en la figura 12.16.

1. Sistema de circulación tipo I

En este sistema la corriente principal es deflectada hacia fuera del campo de los espigones en un solo remolino o vórtice que se desarrolla entre los espigones. Este sistema es el deseable para proyectos de navegación porque se produce un canal profundo continuo a lo largo de la cara del grupo de espigones. Este tipo de corriente se forma cuando S/L ≅ 1.5.

2. Sistema de circulación tipo II

Al aumentar el espaciamiento entre espigones aparece un segundo remolino pero la corriente principal es deflectada hacia fuera del campo de los espigones.

3. Sistema de circulación tipo III

A mayor distancia entre espigones la corriente principal es dirigida hacia el espigón, creando un mayor remolino detrás del espigón y mayor turbulencia a lo largo de la cara posterior del espigón y en la cabeza baja del espigón.

Este tipo de corriente se forma para un valor de S/L ≅ 2.5 y las velocidades medidas junto a la orilla son aproximadamente el 40% de las que se presentan para una protección de muro longitudinal, junto a la orilla.

4. Sistema de circulación tipo IV

Cuando se desarrolla este tipo de corriente la estabilidad que proporciona el espigón aguas arriba hacia el espigón aguas abajo desaparece y ocurre una corriente sencilla reversa que ataca directamente el segundo espigón.

Este tipo de corriente se forma para un valor de S/L ≅ 3.5 y las velocidades medidas junto a la orilla son aproximadamente el 50% de las que se presentan para una protección de muro longitudinal, junto a la orilla.

5. Sistema de circulación tipo V

A mayor distancia entre espigones el flujo desviado por el espigón aguas arriba es dirigido directamente hacia la orilla. Se forman remolinos en ambos lados de este flujo, creando una protección aparente de la orilla.

6. Sistema de circulación tipo VI

El remolino aguas abajo que se formaba en el sistema tipo V desaparece y la corriente ataca directamente la orilla, sin ningún sistema de protección.

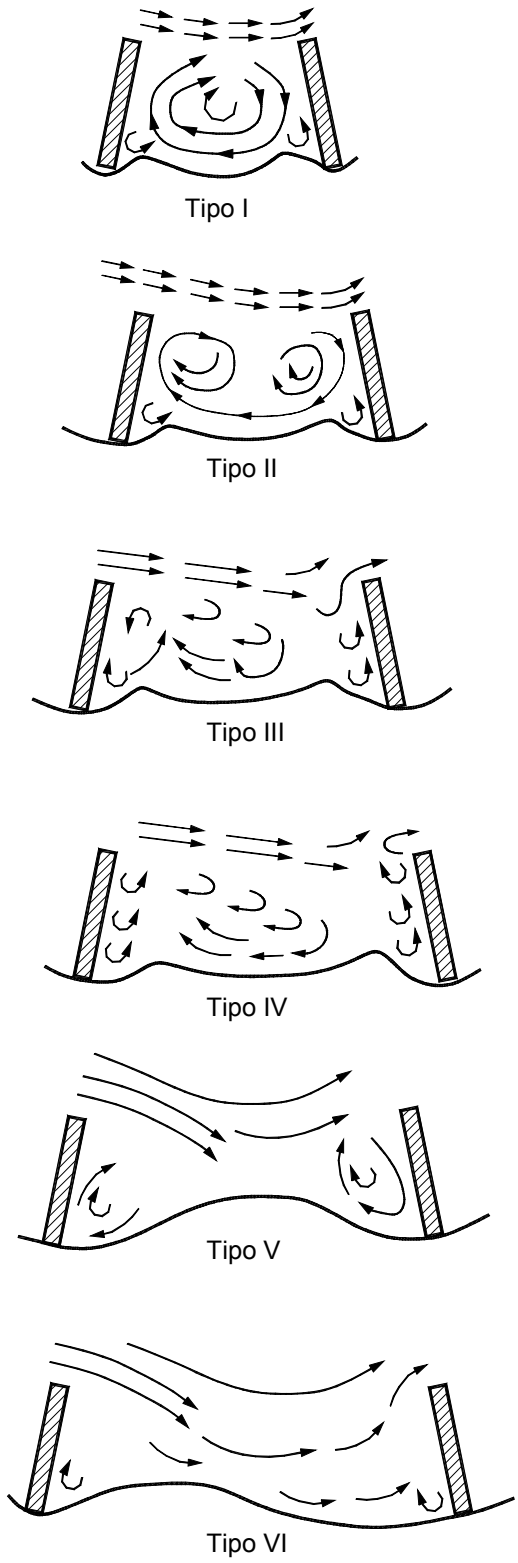


FIGURA 12.16 Variación de los patrones de flujo al aumentar el espaciamiento. (Copeland, 1983).

Efectos hidráulicos de los espigones

Socavación y sedimentación

La construcción de espigones produce socavación en las zonas de altas velocidades y sedimentación en las barras o playas. Los caudales que pasan por encima de los espigones generan socavación dentro del cauce e impiden el establecimiento de vegetación permanente de algunas especies de vida acuática.

La construcción de espigones también se utiliza para eliminar canales secundarios y consolidar las islas, uniendo unas con otras.

La construcción de espigones puede requerir de obras de control de erosión en la orilla opuesta. A su vez los espigones pueden utilizarse como sistemas de protección en orillas opuestas a las de revestimientos laterales para concentrar el flujo en un ancho de canal determinado.

Debido a su efecto sobre los patrones de flujo y transporte de sedimentos los grupos de espigones pueden tener un efecto profundo sobre la morfología del río y la vida acuática.

Problemas ambientales

Los criterios de diseño para espigones en el pasado se han limitado a manejar el control de erosión, la inundación y los objetivos de navegación, olvidándose de los aspectos ambientales, sin embargo, la practica mundial actual de diseño de espigones permite definir criterios basados en consideraciones ecológicas. Como los espigones permanecen por debajo del agua

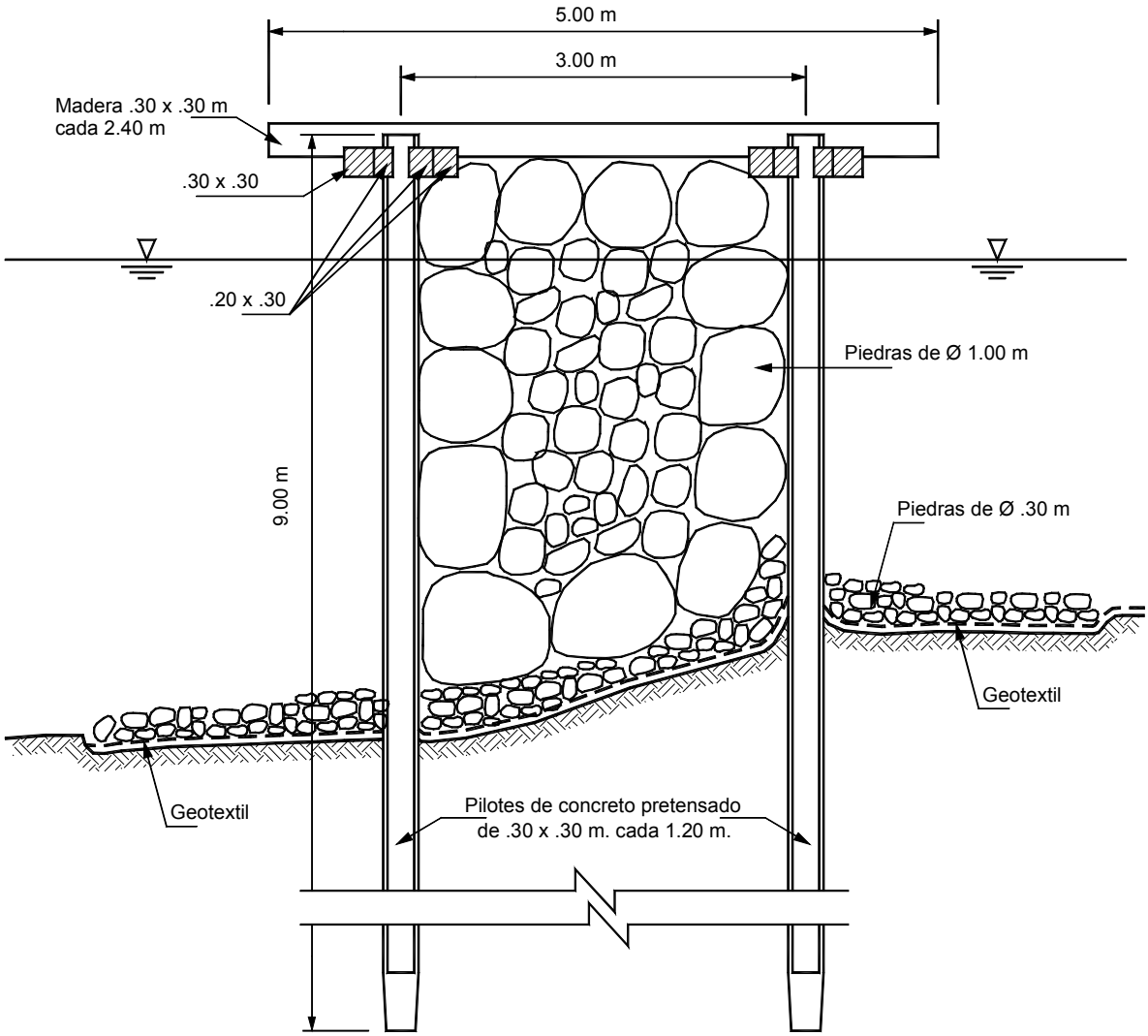


FIGURA 12.17 Espigón en pilotes y enrocado.

la mayor parte del tiempo, ellos representan un habitat importante para peces y macroinvertebrados. La idea es diseñar grupos de espigones que promueven sedimentación, controlan la corriente y permitan la vida acuática. Por esta razón los nuevos métodos incluyen la utilización de longitudes y elevaciones de cresta que permitan la formación de piscinas internas y la construcción de huecos o discontinuidades a lo largo del espigón.

La construcción de huecos o discontinuidades en el espigón, es tal vez el detalle ambiental más ampliamente empleado en los últimos años. Aunque existe controversia sobre la efectividad de estos huecos, sus ventajas ambientales los favorecen ampliamente.

Efecto sobre la morfología del río

El efecto de la construcción de espigones sobre la morfología del río y la hidráulica varia considerablemente de un sitio a otro. En una escala más local los grupos de espigones producen patrones complejos de flujo y transporte de sedimentos. La mayor turbulencia ocurre cerca de la punta del espigón o en los huecos o discontinuidades. Cuando el flujo pasa por encima del espigón se produce socavación profunda, aguas abajo junto a la pared del espigón. La velocidad del agua, aguas abajo de los diques es reducida en flujos bajos, permitiendo la sedimentación y generalmente se forman barras de sedimentos entre espigones. Cuando el flujo no sobrepasa el espigón se forman aguas prácticamente quietas entre un espigón y otro.

12.5 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN ESPIGONES

El conocimiento de la socavación alrededor de un espigón es determinante para establecer el diseño de la cimentación y la longitud del espigón. Se han desarrollado más de veinte fórmulas para calcular la socavación alrededor de espigones. La mayoría de estas fórmulas son derivadas de experimentos en modelos hidráulicos de pequeña escala y por lo tanto deben utilizarse con mucho cuidado.

La socavación en los espigones depende de los siguientes factores:

- Número de Froude de flujo antes del espigón Fr
- Relación de contracción
- Ángulo de inclinación del espigón con respecto a la corriente
- Inclinación de los taludes o paredes del espigón
- Diámetro de las partículas del cauce
- Concentración de sedimentos en el flujo.

De las fórmulas planteadas la más confiable en nuestro criterio es la de Buy Ngok (1981):

Donde:

H' = Profundidad relativa de socavación = (z + h) / h

z = Profundidad de socavación

m_s = Pendiente lateral del espigón (1 : m_s), el cual comúnmente fluctúa entre 0 vertical y 3.

n = Relación de contracción n = L espigón / ancho total del cauce.

α = Angulo de inclinación, variable entre 30º y 140º

h_g = Altura total del espigón.

h = Profundidad del agua sin incluir la socavación

$f_1(C_d)$ y $f_2(C_d)$ = Factores que dependen de la tracción sobre los granos.

La socavación aguas debajo del cuerpo de los espigones sumergidos puede calcularse, utilizando las mismas expresiones empleadas para el cálculo de socavación en vertederos, la cual se explica a detalle en el capítulo 12.

$$H' = \frac{1.09\exp\left[-0.075(m_s+1)\right]}{(1-n)^{0.3}} \cdot \left(\frac{\alpha}{90^o}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{h_g}{h}\right)^{0.41} . f_1(C_d).(Fr)^{f_2(C_d)}$$

12.6 MINIESPIGONES

Consisten en elementos de longitudes generalmente inferiores a dos metros que se colocan perpendiculares a la dirección de la corriente a lo largo de la orilla, para que actuando como espigones pequeños, desvíen la corriente y ayuden a la protección de la orilla. Estos mini espigones pueden ser de los siguientes materiales:

1. Troncos de madera.

En el caso de utilización de troncos se acostumbra dejar las raíces del árbol hacia la corriente y complementar la protección con un enrocado longitudinal (Vaughn y Thornbrough, 1998), y/o un proceso de revegetalización de la orilla. Se reporta la utilización de troncos hasta de 6 metros de longitud.(Kinney y Gulso 1998).

2. Atados de fibra de coco u otras fibras vegetales.

Se utilizan materiales similiares a las fajinas y su uso se limita a corrientes de baja velocidad.

3. Enrocado.

Los mini espigones de enrocado tienen una sección longitudinal triangular con mayor espesor hacia dentro de la corriente.

4. Prefabricados de concreto

Tetrápodos, hexápodos, camarones, etc.

5. Tubos de geotextil rellenos.

Se utilizan membranas en forma de tubo de geotextil a base de poliéster de diámetro hasta de 1.6 metros y se rellenan con arena bombeada del mismo río. Su orientación es de aproximadamente 15º hacia aguas arriba. La duración de estos tubos es de muy pocos años debido a que el geotextil se deteriora con los rayos UV del sol, y se recomienda complementar el sistema con un proceso de revegetalización de la orilla con estacas vivas.(Kinney y Gulso 1998).

6. Combinaciones de diversos materiales

Se utilizan maetriales como pilotes y enrocado o madera y enrocado.

12.7 ESTRUCTURAS RETARDADORAS

Las estructuras retardadoras son grupos de elementos colocados alejados de la orilla en forma semiparalela al flujo con el objeto de disminuir las velocidades, favorecer la sedimentación y evitar la erosión lateral. No alteran propiamente el alineamiento de la corriente pero disminuyen las velocidades laterales en zonas de curva. (Figura 12.18).

Por tratarse de elementos aislados el uno del otro el grupo en sí es una estructura permeable. En Colombia los retardadores más comunes consisten en hileras de pilotes de madera o tubos metálicos hincados. Se acostumbran dos o tres hileras semiparalelas. En ocasiones se colocan cables y fibras vegetales horizontalmente entre pilotes para aumentar su efecto.

Si la corriente transporta cantos o bloques, la parte superior del pilote debe estar por debajo de la altura máxima de flujo para que los objetos grandes pasen por encima.

Los pilotes deben ser hincados con la profundidad suficiente para prevenir una falla por socavación. La punta de la estructura retardadora debe unirse a la orilla para evitar que se forme un flujo paralelo de alta velocidad entre la estructura y la orilla.

Se pueden utilizar estructuras retardadoras de cantos o bloque de roca; de pilotes con malla o con tubos horizontales, de hexápodos o camarones de concreto. En California (EE.UU.) es común el empleo de tetraedros de riel de acero unidos con cables.

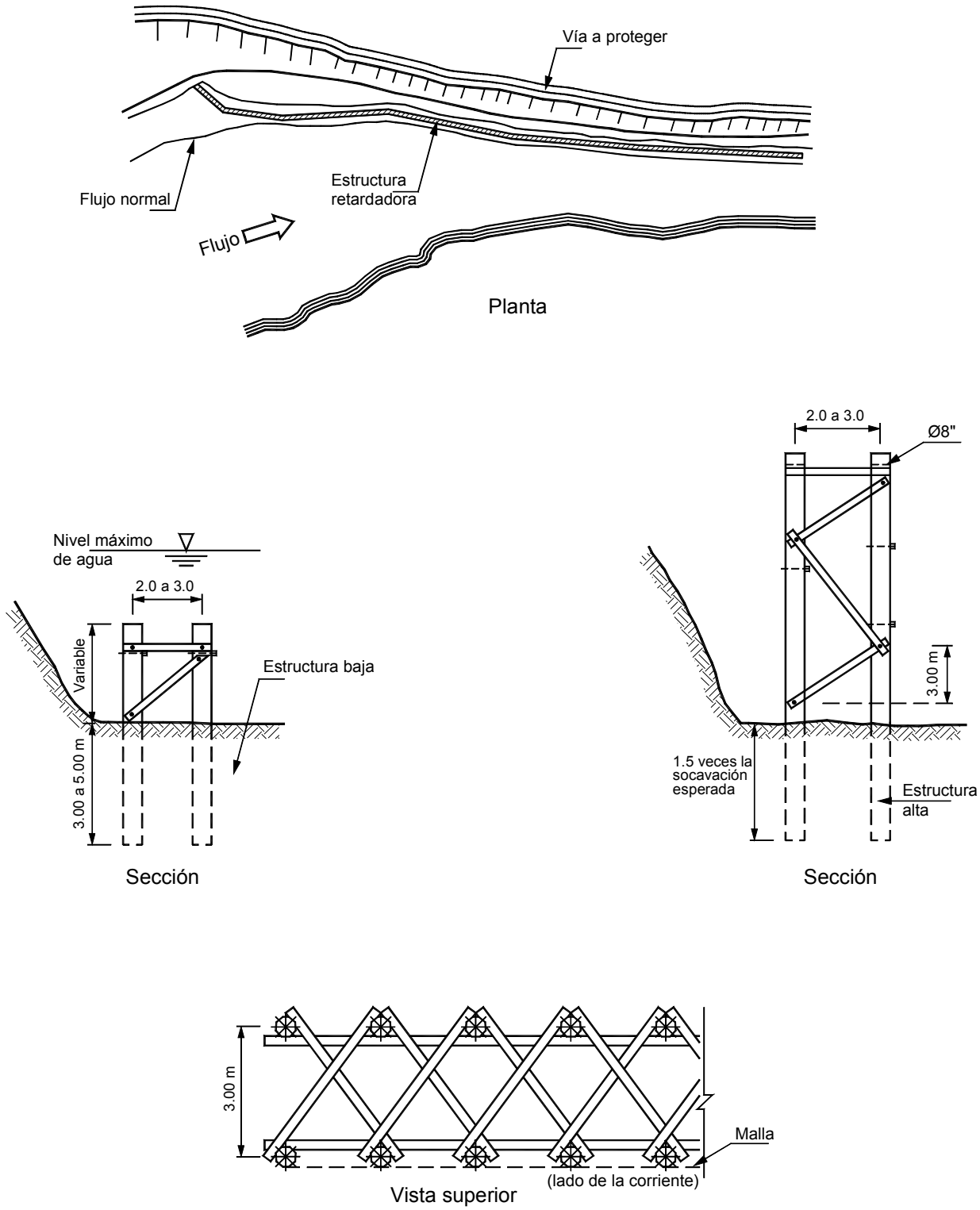


FIGURA 12.18 Estructura retardadora con pilotes de madera.

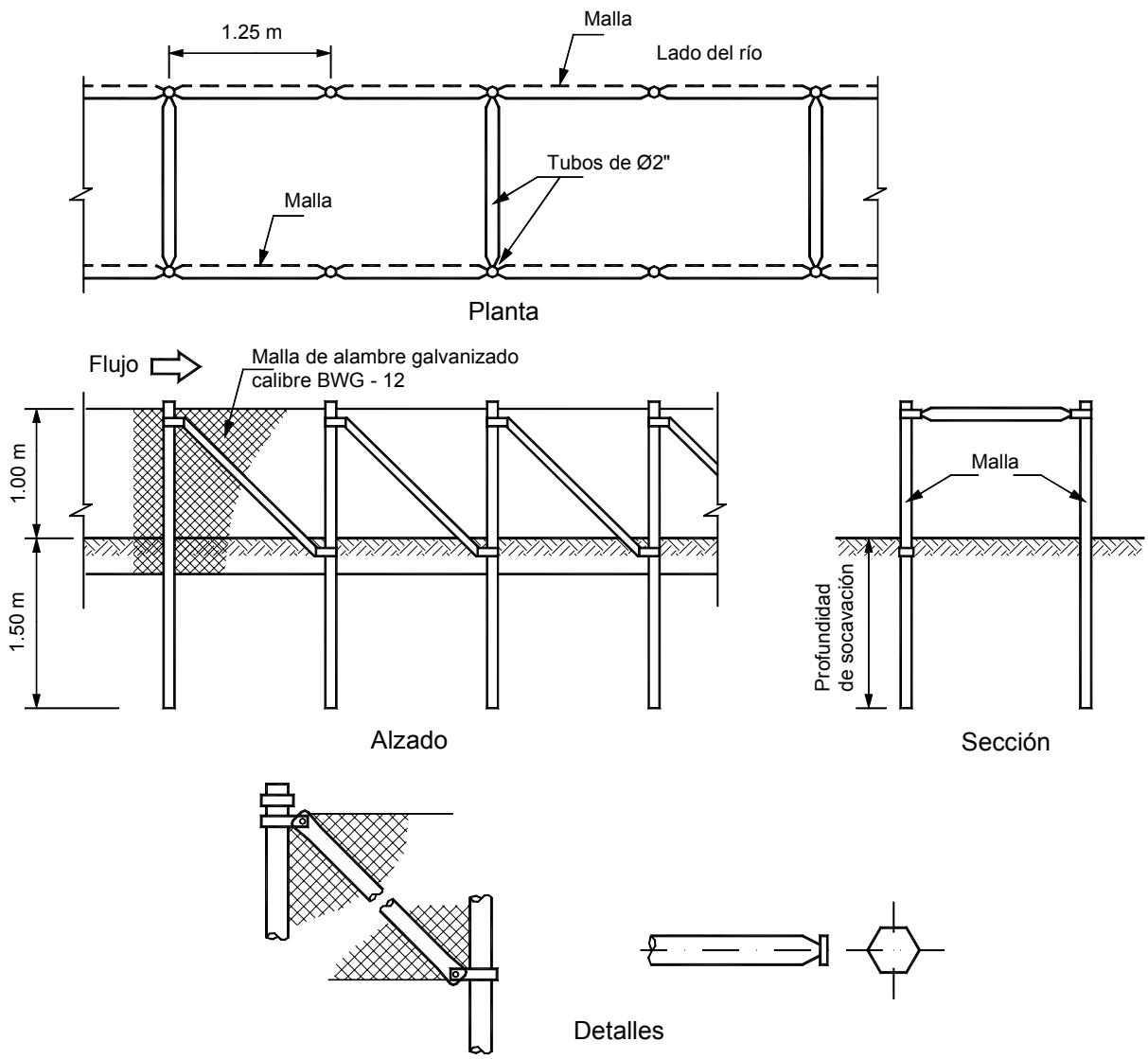


FIGURA 12.19 Retardadores en pilotes con malla metálica.

12.8 MUROS Y ESTRUCTURAS LONGITUDINALES

La protección de la orilla utilizando muros ha sido empleada desde hace muchos años. Algunos tipos de muro, como los muro criba rellenos de suelo no son muy eficientes, debido a que el relleno es extraído por la fuerza del agua en movimiento (Knott, 1998). En el capítulo 11 se presenta a detalle la descripción de los tipos de muro que se utilizan para la protección de riberas de corrientes.

Muros en gaviones

Los muros en gaviones por su flexibilidad y la posibilidad de interacción con la vegetación representan una alternativa muy eficiente para la protección de orillas, especialmente cuando en el cauce existe piedra que facilite la construcción del muro. Igualmente se pueden utilizar muros de tierra reforzada, utilizando pantalla de gaviones (sistema Terramesh).

Defensa de márgenes con cajones de piedra y madera

En lugares donde hay abundante madera se puede construir este tipo de protección. Los cajones son colocados de dos posiciones: horizontalmente en la base de talud o inclinados sobre el talud. Esta clase de defensa se usa cuando las fuerzas de arrastre son pequeñas. Las maderas se utilizan a manera de tablestacados y como pilotes. La manera más sencilla de utilizar la madera es hincando los pilotes y en medio de ellos colocar madera rolliza, formando una especie de muro de contención. Hay que tratar en lo posible de utilizar la madera sumergida con el fin de evitar su rápida descomposición.

En ocasiones se utiliza prefabricados tipo «Criba», dejando espacios en forma de cuadrícula, los cuales se cubren con vegetación o con piedras unidas con mortero. Estos elementos también pueden fundirse en el sitio.

Otro tipo de enchape puede consistir en piedra partida o cantos de roca.

Atados de fibra de coco (Coir fiber logs)

Se utilizan atados alargados en forma de tubo de fibra de coco u otros compuestos vegetales, los cuales se colocan a lo largo de la orilla del río para absorber la energía de los flujos de agua y reducir la erosión. Cada elemento puede tener aproximadamente 30 centímetros de diámetro y 6.0 metros de largo. Los elementos de fibra de coco son anclados con estacas de aproximadamente 120 centímetros de longitud. Se acostumbra anclarlos con estacas vivas, con el objeto de obtener una protección con arbustos, una vez haya desaparecido el atado de fibra de coco. Es importante proveer una protección adicional para la superficie arriba de los atados, utilizando un revestimiento que permita la formación de una cobertura vegetal.

REFERENCIAS

Bescktead, G. (1975) Design Consideration of stream groynes. Alberta. Department of the Environment, Environmental Engineering, Support Services, Canada.

Bianchini A. (1959) “Defensas Fluviales con gaviones metálicos”, Barcelona.

Bradley J.N. (1978) “Hydraulics of Bridge Waterways” Hydraulic design series No.1, U.S. Department of transportation. FHWA.

Buy Ngok T. (1981) “Issledovanie mestnogo razmyva v zone ogolovkov rusloregulirujushchikh sooruzhenij tipo glukhoj shpory” (en ruso). Investigación de socavación local alrededor de las cabezas de estructuras de espigón. Tesis de Phd en Instituto hidrológico de Moscú.

Carvajal M.P., Gamboa E.(1989) “Evaluación de sistemas de defensa para la protección de riberas en ríos de alto caudal”. Proyecto de grado - Universidad Industrial de Santander .

Chang H.H. (1988). Simulation of river channel changes induced by sand mining. Proc. of the Int. Conf. On Fluvial Hydraulics , Budapest, Hungary: 316—320.

Copeland, R.R. (1983) “Bank protection techniques using spur dikes”. Hydraulics laboratory, US Army Engineer waterways experiment station, Vicksburg, Mississippi, Washington, DC.

Derrick D. (1998) “The bendway weir: An in-stream erosion control and habitat improvement structure for the 1990`s”. IECA Soil Stabilization series: Vol. 1 Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Hidrotec (1986) - “Consultoría técnica para el diseño de obras de protección sobre el Río Magdalena – Ecopetrol.

Keller E.A. , Brookes A. (1983) “Consideration of meandering in channelization projects: selected observations and judgments” River meandering. Proceedings of the conference Rivers’ 83 ASCE, New Orleans. Pp. 384-397.

Kinney W., Gulso A.W., (1998) “The Illinois experience with low-cost streambank protection”. IECA Soil Stabilization series: Vol. 1 Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks.

Kondap D.M. , Prayag J.D. (1989) “On the length and spacing of spurs” Third international Workshop on Alluvial River Problems. Roorkee, India. P. 247-254.

Lagasse P.F., Richardson E.V., Zevenbergen L.W.(1999), “Design of guide bank for bridge abutment protection”. Stream stability and scour at highway bridges. ASCE. Reston, Virginia, Pp. 905-913.

Leopold L.B. (1977) “ A reverence for rivers” Geology, Vol 5, 1977 pp.429-430.

Maza J.A.(1975) “Diseño de Espigones” - Revista Recursos Hidráulicos de México - Vol 4 Nov. 2 1975.

Maza J.A. (1989). Design of groings and spur dikes. Hydraulic Engineering, Proc, of the 1989 Nat, Conf. on Hydr. Eng. New Orleans, Publ. By ASCE, Louisiana, Aug. 14-18:296-301.

Nunnally N.R., Beverly L. (1983) "Morphologic effects of lower Mississippi river dike fields" River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 418-429.

Przedwojski B. Blazejewski R., Pilarczyk K.W. (1995) "River Training Techniques". A.A. Balkema, Rotterdam. 625 p.

Richardson, E.V., Stevens, M.A., Simos, D.B., (1975). "The design of spurs for river training". XVI th Congress of IAHR, Sao Paulo, Brazil. Vol.2, paper B47:382-388.

Shields F.D. (1983) "environmental guidelines for dike fields". River meandering. Proceedings of the conference Rivers' 83 ASCE, New Orleans. Pp. 430-442.

State Of California (1970) "Bank and Shore Protection in California highway practice".

Veri-tech, Inc. (1998) "Streambank Stabilization Handbook". Vicksburg, Mississippi. (CD).

CAPÍTULO 13

Control de Fondo de Corrientes

INTRODUCCIÓN

La velocidad de las corrientes de agua genera erosión en el fondo del cauce. Esta socavación puede recuperarse por sedimentación o puede acumularse generándose una profundización permanente del cauce. A su vez la profundización en un punto determinado de la corriente puede generar profundización aguas arriba en una longitud importante del cauce. Al profundizarse el cauce, la erosión puede trasladarse a otros puntos de la cuenca. El incremento de la carga de sedimentos produce sedimentación y consecuentemente erosión en las corrientes de agua, en la forma como se indicó en al capítulo 3.

Adicionalmente el aumento en la carga de sedimentos genera un daño al habitat de la fauna y flora en la corriente y sus riberas. La mayor parte de estos sedimentos provienen de las pequeñas corrientes que componen la cuenca. Las prácticas de agricultura y ganadería, la deforestación, la construcción de obras y otras acciones de origen antrópico generan una carga de sedimentos que va de corriente en corriente hasta la corriente principal.

Para mitigar los efectos nocivos de la carga de sedimentos se han desarrollado muchas técnicas de control de sedimentos y erosión entre las cuales se enumeran las siguientes:

1. Estructuras para fijación del fondo de la corriente.
2. Presas y trinchos para acumular sedimentos.
3. Barreras de sedimentos.
4. Control de la erosión laminar utilizando vegetación, recubrimientos, bermas y obras de bioingeniería.

Debido a la complejidad del comportamiento hidráulico de las estructuras de control de fondo de cauces es difícil desarrollar esquemas de diseño ideales que sean aplicables a todas las situaciones. El comportamiento de las estructuras varía de acuerdo a los caudales y esto dificulta los procedimientos de diseño.

Las consideraciones de diseño incluyen la determinación de tipo, diseño y espaciamiento de estructuras a lo largo del canal.

Para el diseño de estas estructuras se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

Consideraciones hidráulicas

Uno de los factores más importantes a determinar es la altura de las estructuras. Para esto se requiere conocimiento de la morfología definitiva del canal, tanto aguas arriba como aguas abajo después de construidas las estructuras, el cual puede determinarse por un análisis detallado del transporte de sedimentos y morfología del canal. Las estructuras no pueden estar tan separadas que se produzca socavación del pié de la estructura aguas arriba, ni tan cercanas que se produzca sedimentación en el pié de las estructuras.
Otro factor importante es la pendiente final del canal, la cual depende del material del lecho y de las velocidades y fuerzas tractivas de la corriente.

Consideraciones geotécnicas

La erosionabilidad del material del fondo del cauce depende de sus características granulométricas y fisicoquímicas. Las características de erosionabilidad de los suelos se explicaron a detalle en el capítulo 1. La pendiente del canal debe ser tal, que las velocidades resultantes sean menores que la velocidad máxima permitida para el tipo de suelo que conforma el fondo del canal.

Impactos sobre las inundaciones

Los cambios en el canal tienen implicación sobre los niveles de agua en el momento de las avenidas. Los sistemas de estructuras de control de cauces pueden diseñarse para disminuir los riesgos de inundación. Al mismo tiempo estas estructuras deben estar diseñadas para resistir las corrientes producidas en el momento de las grandes avenidas.

Consideraciones ambientales

La estructura de control de fondo generalmente genera beneficios ambientales a la corriente. Cooper y Knight (1987) realizaron estudios sobre los recursos de pesca aguas abajo de cárcavas controladas por estructuras de control de fondo y concluyó que después de la construcción de las obras, se incrementó la diversidad de especies y el porcentaje de individuos de peces. La disminución de la sedimentación es un efecto ambiental con grandes beneficios tanto para la fauna como para la flora de las corrientes aguas abajo de las estructuras. Como efecto negativo el más serio y el cual representa un impacto ambiental grave es la obstrucción del paso de los peces sobre las estructuras. En este aspecto la altura y el sistema de estructura tienen gran importancia. El paso de los peces puede lograrse eficientemente, utilizando estructuras de poca altura o estructuras inclinadas con superficies hidráulicas apropiadas.

Los aspectos ambientales deben ser una parte integral del diseño de estructura del control de fondo. Desafortunadamente existen muy pocas publicaciones con referencia a este tema.

Estructuras existentes

La degradación del cauce puede causar daño significativo a puentes, box coulverts, cruces de tuberías y otras estructuras a lo largo de la longitud de la corriente. Las estructuras de control de fondo pueden prevenir esta degradación y por lo tanto proveer una protección para estas obras. También debe tenerse en cuenta que las estructuras pueden generar efectos adversos como por ejemplo, la agradación excesiva y disminución del gálibo de los puentes colocados sobre la corriente. Similar situación puede ocurrir en las bocatomas de acueducto, las cuales pueden sedimentarse excesivamente. En el diseño de los sistemas de control de fondo de cauces se debe tener en cuenta el efecto tanto positivo como negativo del sistema sobre las estructuras existentes.

13.1 TIPOS DE CONTROL DE FONDO DE CAUCES

Barreras para limos (silt fences)

El control de sedimentos en corrientes pequeñas con flujos despreciables se puede lograr mediante la construcción de barreras que intercepten y acumulen los sedimentos. Estas barreras comúnmente consisten de una cerca de geotextil sostenida por una serie de estacas (Figura 13.1).

El geotextil se entierra en el suelo en una zanja rellena de material granular. El geotextil permite el paso del agua pero impide el de sedimentos. Este sistema también es utilizado alrededor de las obras civiles en construcción para evitar la contaminación del agua con sedimentos provenientes de la obra.

Las barreras para limos no son eficientes en corrientes con caudales significativos o con velocidades superiores a 0.25 m/seg.(Trow Consulting Engineers, 1997).

Es importante escoger adecuadamente el geotextil a utilizar, de acuerdo a los siguientes criterios (Sprague, C.J. 2001):

- Debe tener suficiente resistencia para soportar la fuerza del agua con los sedimentos sin tener una elongación excesiva.
- Debe ser resistente a los efectos de los rayos ultravioleta del sol.
- Debe resistir los efectos de la acidez del agua.
- Debe ser capaz de filtrar la mayoría de los sedimentos transportados por el agua, sin impedir el flujo de los líquidos.

Para cumplir con las anteriores condiciones AASHTO (1997) desarrolló la especificación M288-96 para los materiales de barreras para limos (Esta especificación se explica a detalle en el capítulo 6).

Construcción de puntos de piedra

Los puntos de piedra (Block sills) son puntos duros en el fondo del canal, construidos con piedra o riprap. Generalmente ellos tienen un espesor de 60 cm a 1 m y se pueden colocar a intervalos regulares a lo largo del canal. (Veri-tech, 1998). El objetivo de estos puntos de control es el de aumentar la rugosidad del canal y al mismo tiempo actuar como estructura-vertedero de poca altura. La piedra se puede colocar en zanjas excavadas en el fondo del canal o directamente sobre el cauce como presas permeables de poca altura. El tamaño de las piedras debe ser tal que no pueda ser transportado por la velocidad de la corriente.

Atados de paja (Straw bales)

Consisten en atados o fardos de paja u otros materiales vegetales, los cuales se colocan atravesados a la corriente como barrera para ayudar a sedimentar y a disminuir la velocidad del agua.
En los Estados Unidos estos atados son productos prefabricados que se transportan ya terminados y se colocan en el sitio, utilizando estacas.

Presas retardadoras

Son pequeñas presas de tubería, gaviones, concreto u otro material cuyo propósito es retener la escorrentía para liberarla lentamente y así minimizar las

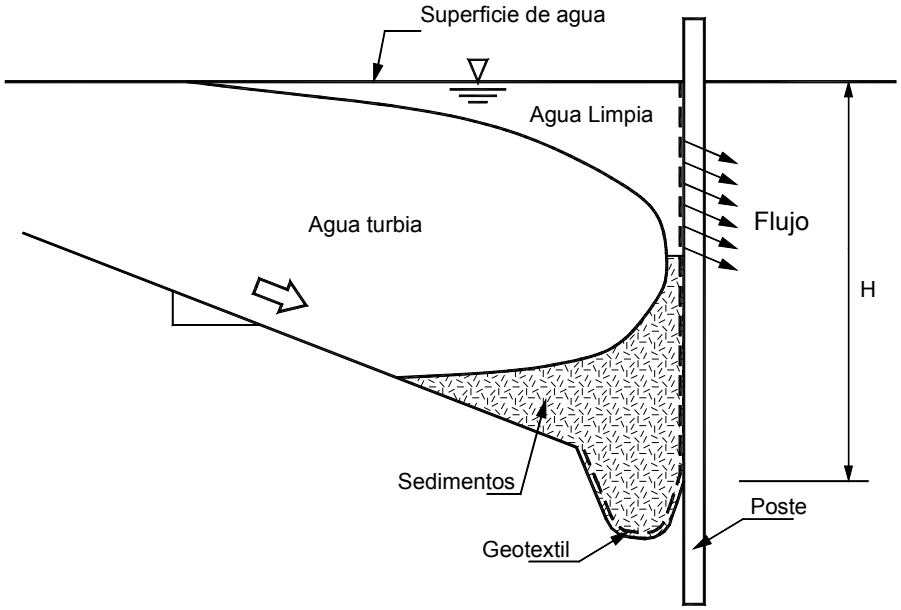


FIGURA 13.1 Esquema de barrera de sedimentos en geotextil (Koerner, 1997).

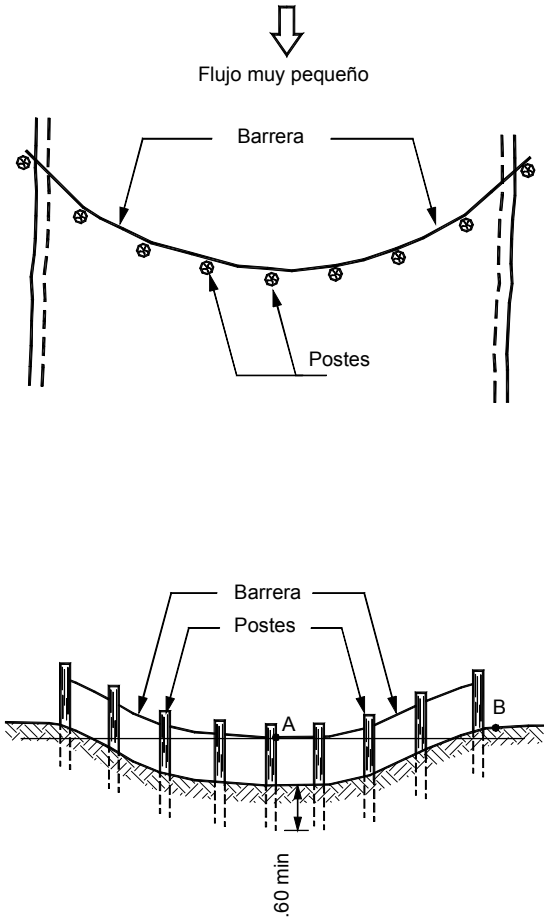


FIGURA 13.2 Vista general de una barrera de sedimentos.

velocidades de erosión aguas abajo del sitio (Figura 13.3). Las presas retardadoras o de sumidero generalmente consisten de una presa - vertedero principal y un sumidero vertical perforado que conduce a una tubería cuyo diámetro sirve de regulador de caudal. La capacidad de la represa se diseña para liberar las lluvias en un determinado numero de horas. En algunos casos se diseñan para manejar lluvias normales en períodos de hasta de 24 horas. Adicionalmente al control de erosión sus beneficios se extienden al control de inundaciones y pueden utilizarse para recreación, alimentación de animales e irrigación. Al disminuir los picos de escorrentía permiten la disminución de sección de puentes, ancho de «box coulverts» y otras estructuras hidráulicas. Las presas retardadoras son unas de las estructuras que más efecto tienen en el control de erosión en pequeños ríos o cañadas.

Presas filtrantes

Cada día se utilizan más los vertederos filtrantes, los vertederos selectivos que dejan pasar el agua y ciertos tamaños de sedimentos pero retienen los objetos grandes como cantos y troncos que pudieran causar daño aguas abajo. La forma del vertedero permite seleccionar el tamaño de cantos que se deben retener y permite el paso de las partículas pequeñas, las cuales se requieren para mantener el equilibrio de la corriente hacia aguas abajo.

En zonas de pendientes bajas se pueden construir presas dentro de las corrientes de aguas las cuales son permeables y su propósito es disminuir la

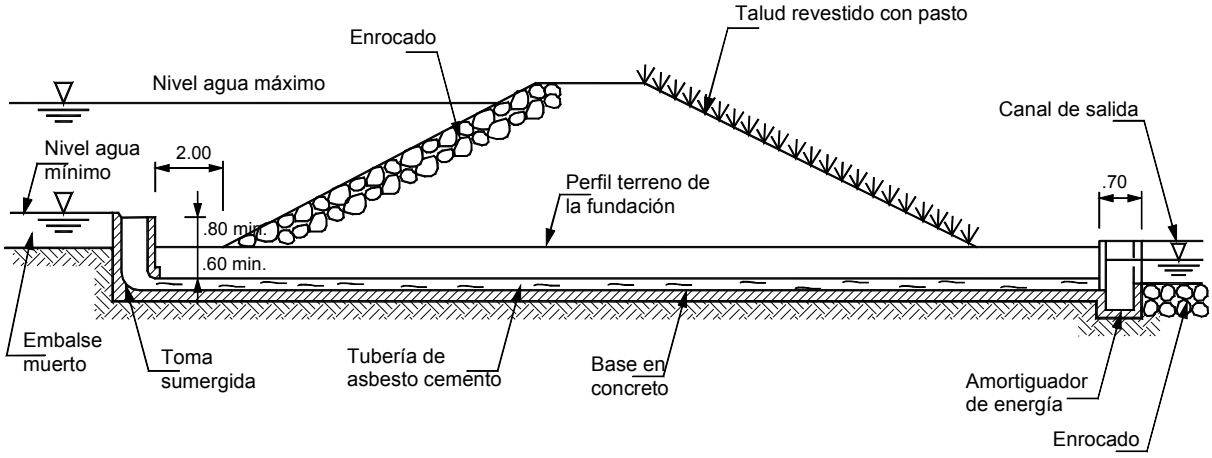


FIGURA 13.3 Esquema de una presa retardadora.

velocidad de la corriente y crear pequeñas zonas de nivel de agua más profundo así como de proveer pasos peatonales para ganado.

Su diseño debe tener en cuenta que en la época de lluvia no sea socavada y se recomienda profundidades mínimas de cimentación de un metro o del valor calculado de la socavación.

Trinchos (Rápidos de poca altura)

Los trinchos son presas o rápidos semipermeables de poca altura construidas con materiales generalmente vegetales propios de la región (Figura 13.4).

Los trinchos pueden ser diques de madera, malla o caña sostenidos por estacas o de piedras, matorrales o fajinas. Son empleados en corrientes con flujos pequeños o efímeros para que sirvan de obstáculos para ayudar a la sedimentación y disminuir la velocidad de la corriente. En algunos casos se protege del suelo aguas abajo con cantos o con colchones de madera. Comúnmente estas estructuras son absorbidas por la vegetación del cauce mimetizándolas y protegiéndolas. Generalmente se emplean espaciamientos cortos (menos de treinta metros) y alturas pequeñas.

Estas estructuras tipo trincho no soportan grandes caudales ni procesos acelerados de erosión. Su utilización en Colombia y América latina es muy

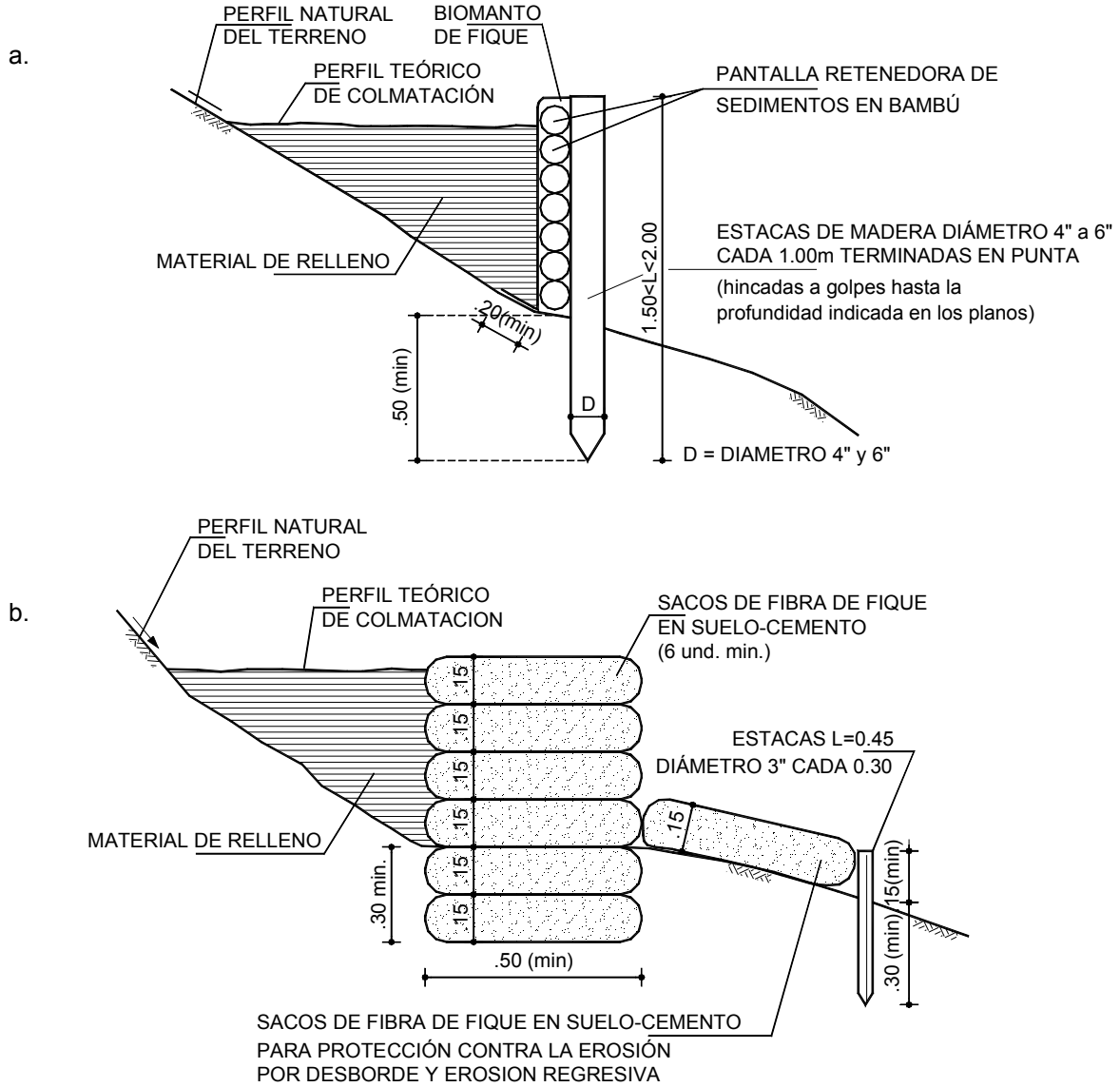


FIGURA 13.4 Trinchos en pendientes altas.

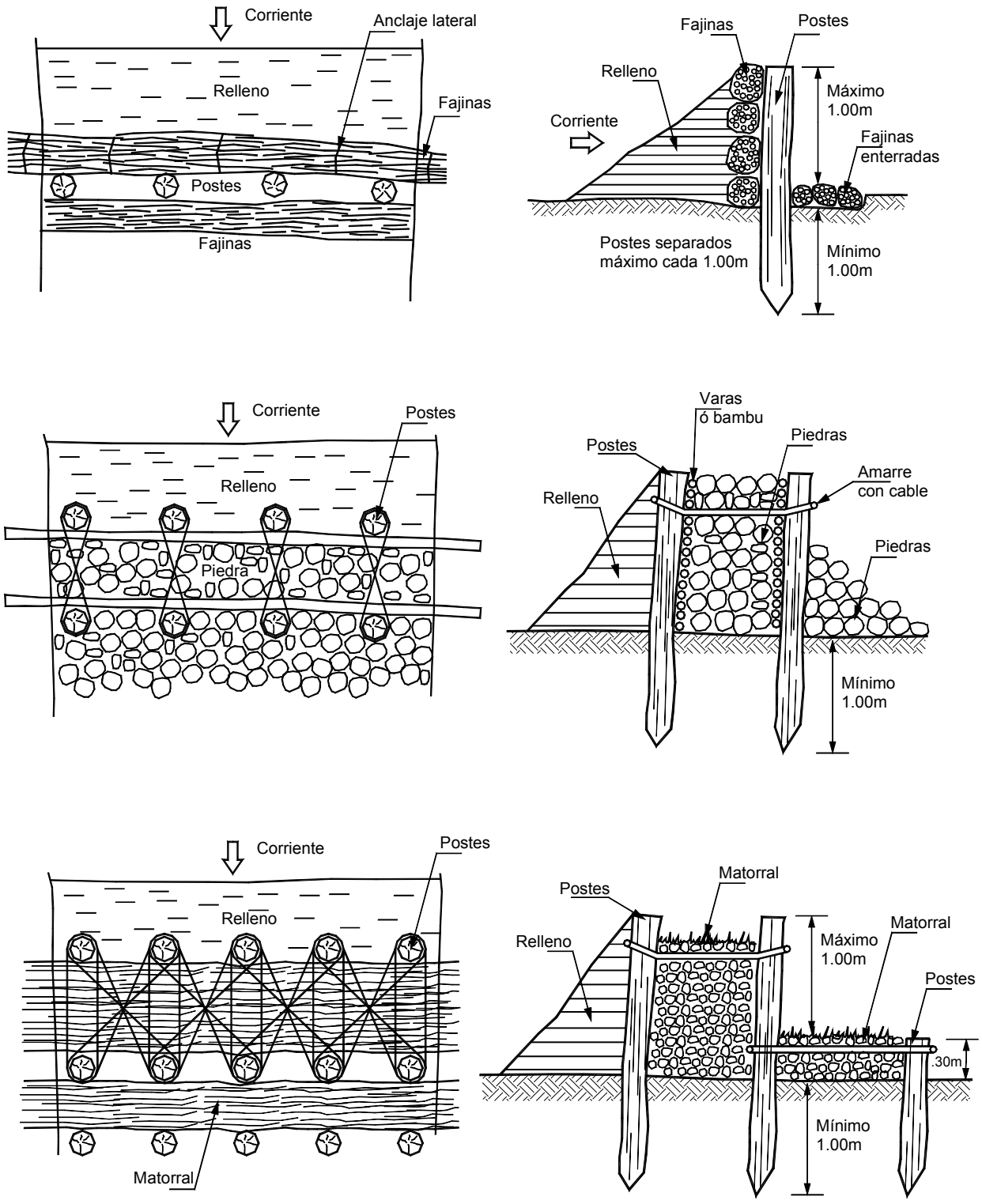


FIGURA 13.5 Esquemas típicos de trinchos.

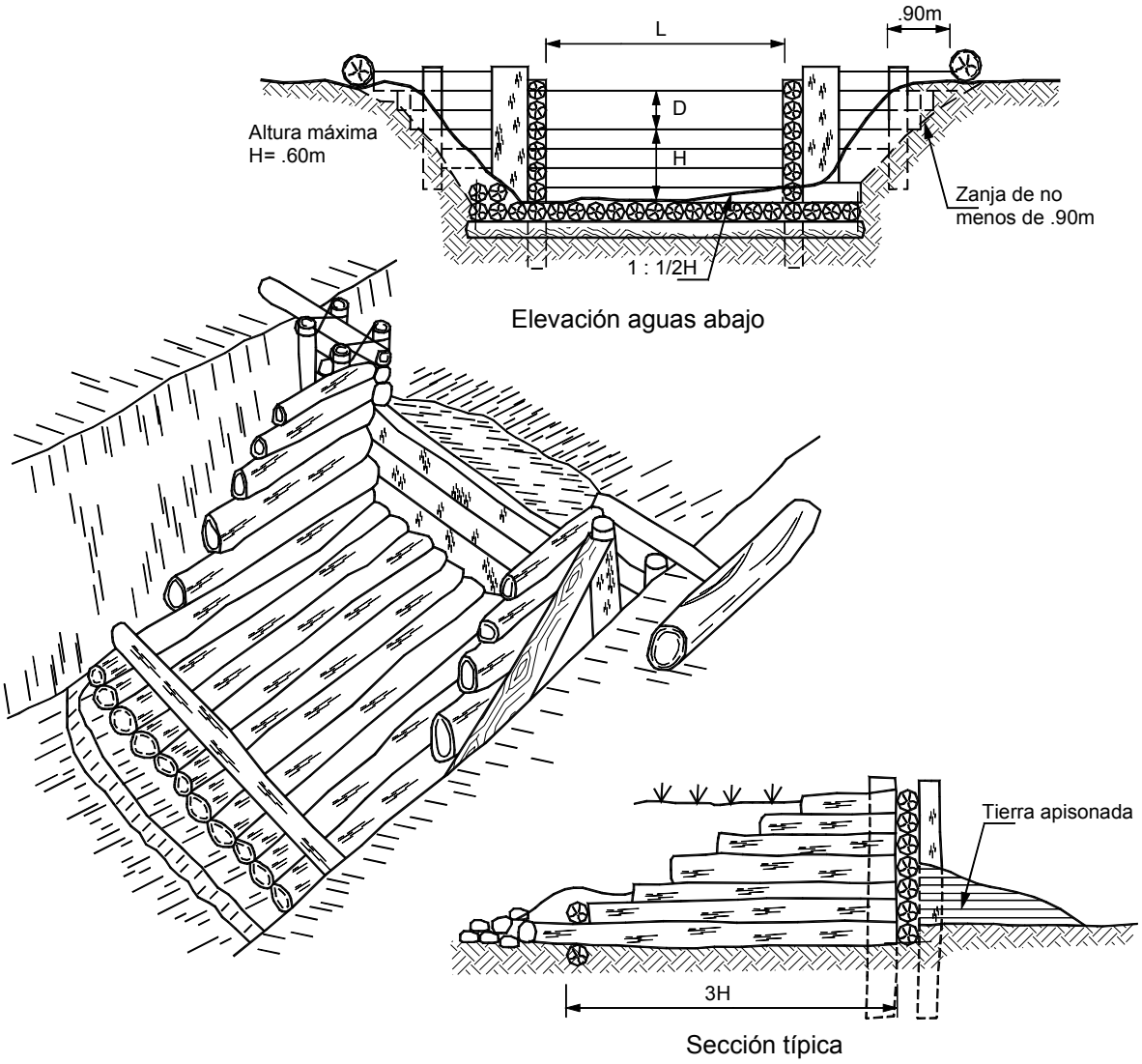


FIGURA 13.6 Trincho de troncos.

común. En las Figuras 13.5 y 13.6, se muestran esquemas típicos de algunos tipos de trincho. Sin embargo, pueden construirse infinidad de estructuras diferentes de acuerdo a las condiciones topográficas, hidráulicas y de materiales disponibles en cada región. Se acostumbra construir trinchos espaciados regularmente a lo largo de la corriente, como estructuras de fijación del fondo de la corriente.

Trinchos de diferentes materiales

Vladimirova (1998) explica la utilización de una cantidad diversa de materiales para la construcción de trinchos y presas de poca altura, mencionando entre ellos:

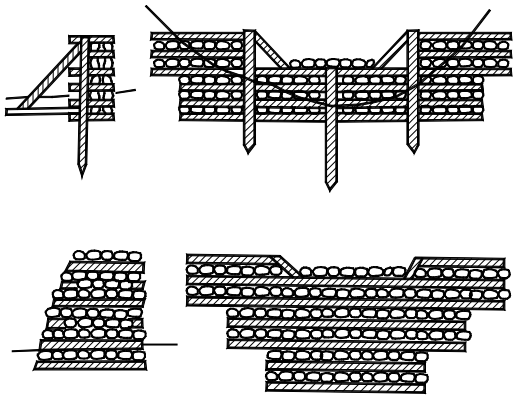


FIGURA 13.7 Estructura en piedra confinada con estacas de madera.

- Estacas vivas de arbustos.
- Troncos horizontales vivos enterrados.
- Piedra confinada por grandes estacas de madera.
- Diques de piedra
- Estructuras prefabricadas de concreto armado
- Concreto simple, ciclópeo o armado
- Fajinas ancladas por estacas
- Gaviones.

Los gaviones son talvez la estructura más utilizada en el mundo para el manejo de sedimentación en pequeñas corrientes y en cárcavas de erosión (Ciarla, 1998). La permeabilidad de los gaviones permite el paso del agua y al mismo tiempo estos actúan como barrera para la sedimentación, sirviendo como estructura para la fijación del fondo del cauce.

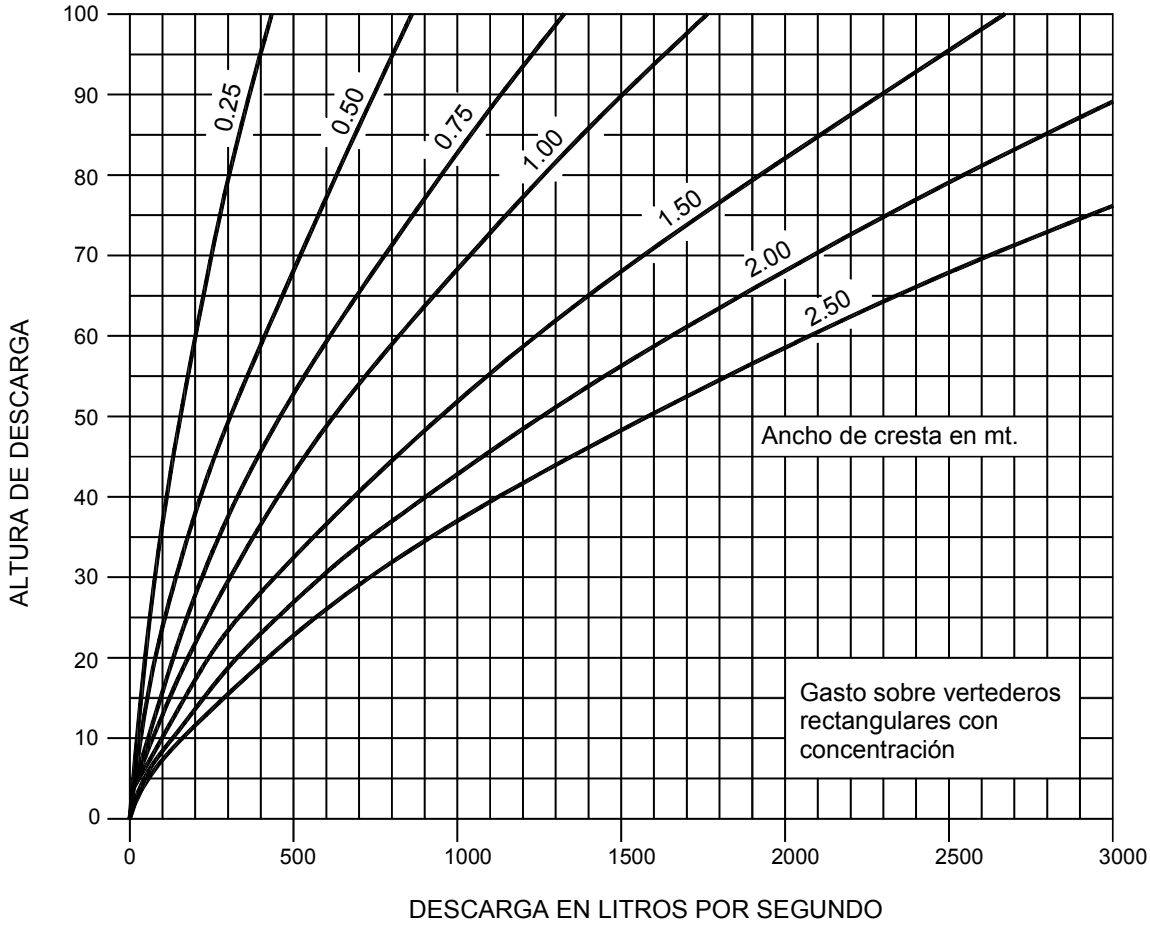


FIGURA 13.8 Cálculo de caudales en trinchos de pared delgada (Francis).

13.2 FIJACIÓN DEL FONDO DEL CANAL

La profundización del cauce consiste en la erosión no recuperable a largo plazo, de los materiales en el fondo del cauce por acción de las corrientes de agua. Se debe diferenciar entre profundización definitiva del cauce y socavación. En esta última el material erosionado en una avenida de la corriente puede ser posteriormente redepositado y la profundidad del cauce normal se recupera después de la avenida, pero en el caso de profundización del cauce a largo plazo, el material del fondo del cauce no se recupera. La profundización de los cauces produce inestabilización generalizada de la cuenca con la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos laterales hacia el cauce o en la parte alta de la cuenca. El control de fondo de los cauces está dirigido principalmente a evitar su profundización.

Objetivos de las obras de control de cauce

Para evitar o minimizar la profundización de un cauce a largo plazo, y estabilizar la corriente de agua generalmente se ejecutan obras tendientes a obtener los siguientes objetivos:

a. Racionalización de la pendiente, tratando de generar una pendiente longitudinal del cauce uniforme y de un valor bajo, en tal forma que se disminuya la velocidad de la corriente y se uniformice el flujo de agua.

b. Disipación de la energía del agua a fin de disminuir la velocidad del agua y eliminar la posibilidad de erosión fuerte en el fondo del cauce.

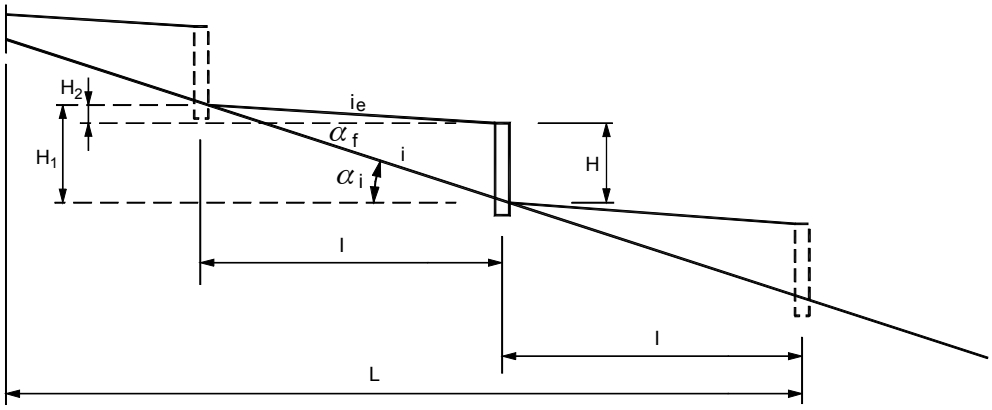
c. La colocación de trampas de sedimentos que disminuyan la cantidad de materiales de acarreo o en suspensión en el agua.

d. En el caso de aguas servidas las obras de control del fondo del cauce ayudan a la recuperación de la calidad de agua por medio de sistemas de oxigenación.

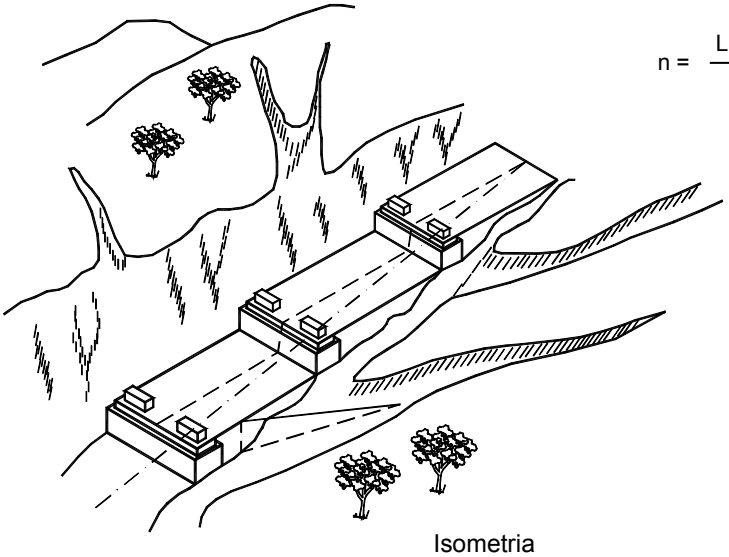
Una determinada obra puede cumplir con una o varias de las funciones enunciadas.

Los vertederos

La construcción de vertederos fijos, estables permite disminuir o eliminar la profundización del cauce. Estos vertederos son estructuras de disipación de energía que disminuyen la capacidad del flujo para transportar sedimentos. Generalmente se construyen varios vertederos a lo largo del cauce cuya altura de cresta y distancia entre ellos puede ser determinado mediante un proceso de optimización del cauce. Los vertederos generan sitios o puntos fijos en el fondo del río donde



$$n = \frac{L\,(i - ie)}{H}$$



Isometria

FIGURA 13.9 Esquema general de obras de fijación del fondo de un cauce.

no se permite la erosión. Una vez construidos los vertederos el proceso de erosión entre los vertederos va a continuar hasta que se obtiene una pendiente estable.

Entre los elementos a determinar en el diseño se encuentran los siguientes:

1. Determinar la pendiente estable del cauce, la cual depende del flujo, de los sedimentos y de la geología, así como de la morfología tanto en planta como en sección de la corriente.
2. Escoger el tipo de vertedero y materiales para su construcción.
3. Calcular la altura de cada uno de los verteros su espaciamiento y su sección.
4. Diseño detallado de cada estructura.

13.2.1 DISEÑO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE

La mayoría de los cauces no se erosionan o profundizan cuando alcanzan una determinada pendiente de equilibrio.

La pendiente de equilibrio puede calcularse mediante la expresión (Agostini y otros, 1.981)

$$i_e = \frac{(v.U)^{10/3} B^{4/3} n^2}{Q^{4/3}}$$

Donde:

i_e : Pendiente estable o de equilibrio.

U : Velocidad máxima permisible (m/seg). Esta velocidad depende del tipo de material del fondo del cauce.

v : Relación de velocidad media y la velocidad en el fondo del cauce (este valor varía entre 1.3 y 1.5).

B : Perímetro húmedo que puede considerarse igual al ancho del río (m).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

Q : Caudal de diseño, generalmente para períodos de retorno de cincuenta a cien años (m^3/seg).

13.2.2 DETERMINACIÓN DEL NUMERO Y ALTURA DE LAS ESTRUCTURAS

Una vez determinada la pendiente estable se puede determinar la altura y número de estructuras necesarias para que el cauce obtenga su pendiente de equilibrio (Figura 13.9).

$$N = \frac{L(i - i_e)}{H}$$

Donde:

N = Número de estructuras

L = Longitud de la corriente

i = Pendiente natural del cauce

i_e = Pendiente de equilibrio

H = Altura de cada estructura

En general es preferible construir estructuras poco espaciadas de baja altura, que estructuras muy altas, a fin de alterar lo menos posible las condiciones del cauce, especialmente en suelos de erosionabilidad alta.

Las estructuras deben colocarse a un espaciamiento tal que la pendiente formada y con el caudal de diseño determinado, la velocidad promedio no sea superior a la velocidad de erosión del material del fondo del cauce. Para ello es necesario analizar el tipo de material del fondo del cauce y determinar la velocidad máxima permisible de acuerdo a las características del material.

El diseño definitivo debe incluir una pendiente estable la cual a su vez no debe ser superior a la velocidad de erosión del material del fondo. En el capítulo 1 se indican las velocidades máximas de erosión. Si se desea un valor más exacto se puede realizar un ensayo de erosión en el laboratorio. Con esta velocidad y con el caudal de diseño se obtiene la pendiente que produce una velocidad no erosionante. En la mayoría de los casos no es posible lograr una velocidad tan baja. En estos casos se calcula la socavación general del cauce y se diseña para una determinada socavación, y todos los elementos del cauce deben diseñarse entonces, para resistir esta socavación.

Cada estructura es una presa vertedero, la cual requiere un diseño específico.

Ajuste de estructuras

Debido a la falta de información y experiencia suficiente en una corriente, una vez construidas las estructuras de acuerdo a una pendiente de diseño se observa a veces que la profundización del cauce continúa y se requiere realizar un ajuste, aumentando la altura de las estructuras hasta que se logre la estabilidad total del fondo.

13.2.3 TIPOS DE ESTRUCTURA

Los vertederos pueden ser de caída de agua, sumergidos, permeables y a su vez pueden ser verticales, en gradería o de pendiente inclinada.

Vertederos sumergidos

Algunos ríos se pueden estabilizar construyendo vertederos sumergidos. El efecto inicial de este vertedero es la ampliación del canal, debido a que el río trata de moverse lateralmente al impedírsele la profundización. Estos vertederos sumergidos permiten además modificar la localización del thalweg. Los vertederos sumergidos pueden construirse colocando bloques de concreto, bolsacreto o bolsas con arena. El sistema de bolsas de arena ha sido utilizado ampliamente en el río Danubio en Europa, observándose que ocurre erosión aguas abajo de la estructura sumergida pero generándose corrientes estables, aguas arriba de la estructura. Generalmente, las secciones son irregulares debido al proceso constructivo.

Existen tecnologías utilizando bolsas de polipropileno tejido de dimensiones de aproximadamente de 110 a 150 centímetros, con diámetro aproximado de 70 centímetros y volúmenes de aproximadamente 1/3 de metro cúbico de arena.

Las curvas de ríos con grandes profundidades de thalweg pueden mejorarse, colocando estos vertederos sumergidos a través de la zona más profunda del thalweg. En esta forma se cambia el sistema de flujo y se redistribuyen las velocidades en la sección transversal, disminuyendo la profundidad del thalweg y estabilizando la curva.

Vertederos de caída de agua

Los vertederos de caída de agua son estructuras disipadoras de energía, por cambio fuerte de la cota del cauce y caída de agua. La pendiente general del cauce disminuye, así como la capacidad de transporte de sedimentos por acción del flujo y la erosión.

De acuerdo a la forma de la sección longitudinal los vertederos de caída de agua se pueden diferenciar en:

a. Vertedero de pared inclinada

b. Vertederos Verticales

c. Vertederos en Gradería.

Vertederos de pared vertical

Los vertederos de pared vertical producen una caída libre del agua. Este consiste en un muro vertical el cual forma un salto en el fondo del cauce. La disipación de energía por golpe vertical es generalmente muy eficiente. El chorro vertical se convierte nuevamente en una corriente horizontal disipándose la energía por difusión del jet de agua. Adicionalmente se puede lograr disipación aún mayor si se produce un resalto hidráulico en el pozo de aquietamiento.

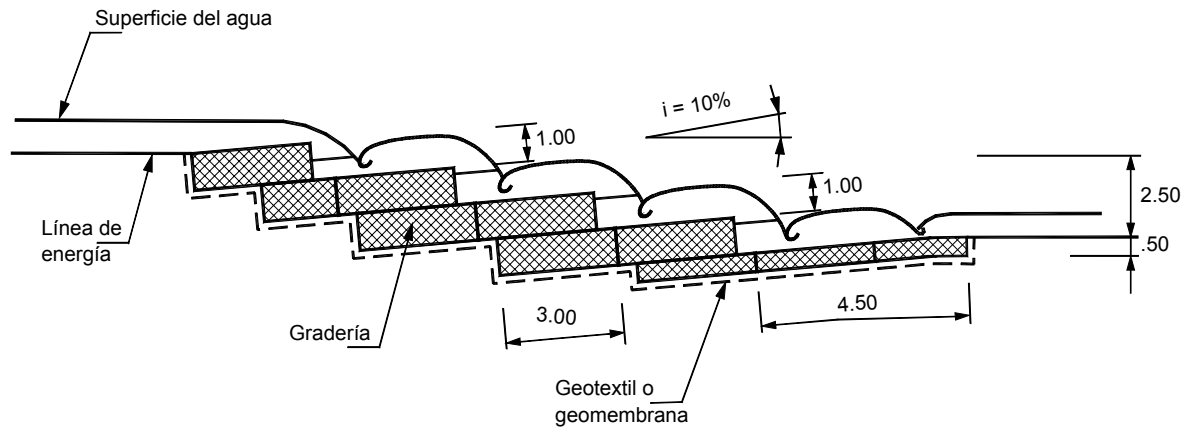
Los vertederos verticales pueden tener o no un fondo revestido en el pié de caída. Cuando no hay un revestimiento resistente a la erosión se produce socavación.

El agua cae de la cresta alejada de la pared vertical evitándose la abrasión de la pared, pero ocurre abrasión en su superficie superior y puede ocurrir erosión fuerte en el pié de caída. En el diseño de vertederos verticales es muy importante proteger la cresta contra la abrasión y el pié contra la socavación. Cuando no existe protección en el pié del vertedero se forma necesariamente un pozo de socavación. El volumen y profundidad del hueco depende de la altura de caída, el caudal y la profundidad del agua en el pozo de aquietamiento. La resistencia a la erosión del material del fondo tiene poca incidencia en el tamaño del hueco. Para el cálculo de la socavación se recomienda consultar el capítulo 4.

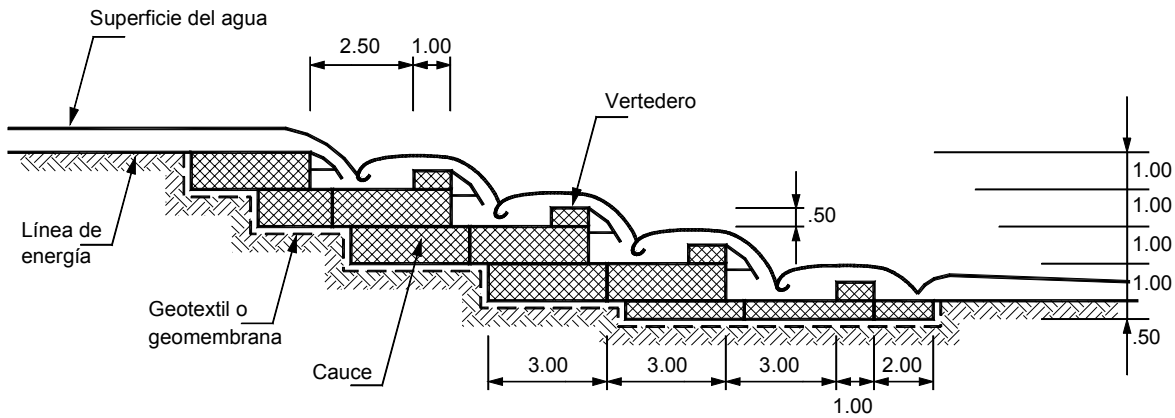
El vertedero vertical se recomienda en corrientes que contengan cantos o cantidades grandes de material de arrastre, donde no es viable construir vertederos en gradería.

La disipación de energía puede requerir de un pozo de aquietamiento, construyendo un contravertedero o de la construcción de bloques para forzar la ocurrencia de un resalto hidráulico.

Los vertederos de pared vertical pueden construirse utilizando pilotes hincados o fundidos en sitio, gaviones, concreto, bolsacreto, etc.



a) Gradas inclinadas hacia atrás



b) Gradas en levantamiento en la corona

FIGURA 13.10 Vertederos en gradería.

Vertederos en gradería

Los vertederos de gradería consisten en un muro que conforma una serie de gradas o caídas intermedias (Figura 13.10). Estas estructuras disipan energía en cada grada disminuyendo la velocidad en el pie (Figura 13.11). El proceso de disipación de energía es complejo y difícil de analizar. En caudales bajos ocurre disipación de energía en cada grada por impacto de jet y al aumentar el caudal se forman vórtices horizontales en cada grada, generándose un flujo espumoso (Skimming flow).

Este tipo de estructura solo debe usarse para vertederos pequeños en corrientes de bajo caudal. Las estructuras en gradas no se recomienda construirlas en cauces que arrastren cantos de roca., debido a que con frecuencia ocurre la destrucción de las gradas por acción del golpe de los cantos sobre los bordes.

Las graderías tienen algunas ventajas sobre los vertederos verticales entre los cuales se indican:

1. Mejor estabilidad estructural
2. Disipación de energía en cada grada
3. Más aireación y mejoramiento de la calidad del agua.

El pozo de aquietamiento puede disminuir o eliminarse si la altura y longitud de las gradas es tal que se permite la disipación de energía por medio de un resalto

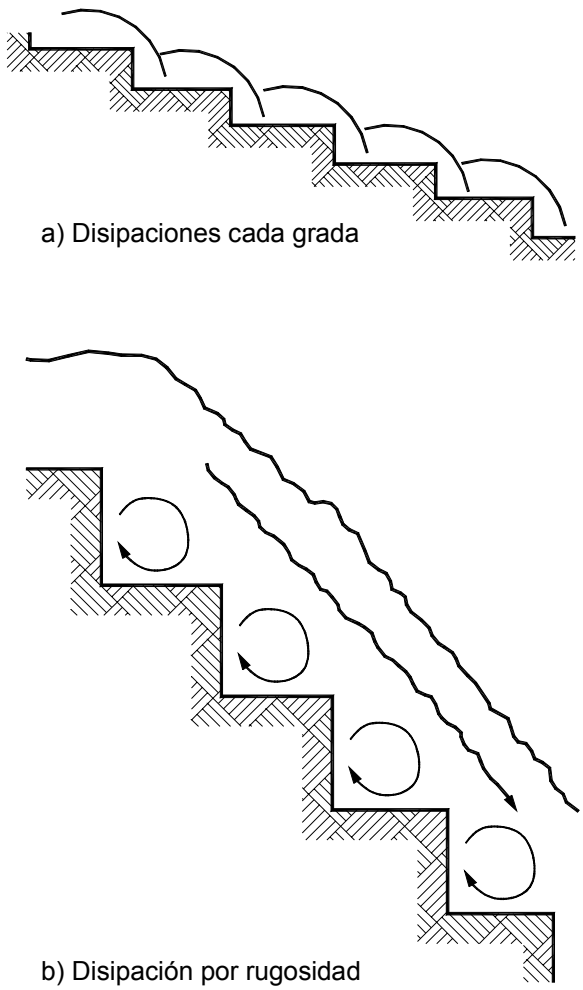


FIGURA 13.11 Disipación de energía en graderías (Hager, 1995).

hidráulico en cada grada. Esto puede lograrse basado en contragradas o de gradas inclinadas.

Se han realizado algunas investigaciones para un diseño adecuado a las consideraciones hidráulicas pero su aplicabilidad se circunscribe a caudales pequeños. En la práctica la geometría de las graderías y los caudales de diseño altos impiden que se pueda determinar la energía disipada en cada grada y en consecuencia se puede determinar la remanente al final de la gradería.

El objetivo de las últimas investigaciones tiende a considerar las graderías como zonas de gran pendiente y rugosidad.

El coeficiente de rugosidad obtenido es alto y varía de acuerdo al caudal y al número de gradas.

Cuando no existen modelos ni un sistema aproximado de diseño confiable es prudente el considerarlas como un vertedero vertical y diseñar un pozo de aquietamiento, o un sistema de disipación de energía, suponiendo que no hubo disipación en las gradas.

En todos los casos debe estudiarse la presencia de cantos en los materiales transportados por la corriente que pueden destruir a golpes las gradas. En ese caso se deben construir trampas para cantos y revestir con hormigón armado las gradas o diseñar una estructura vertical.

Vertederos de pared inclinada

Las estructuras de pared inclinada pueden tener problemas de abrasión a lo largo de la superficie expuesta al flujo del agua y la disipación de energía puede ser menos eficiente que en otro tipo de estructura. Sin embargo, la erosión en el pie puede ser menor, dependiendo del diseño hidráulico. Su utilización generalmente se recomienda para estructuras de gran altura, especialmente por su mejor estabilidad general que otros tipos de vertedero, debido a su gran área de cimentación.

El talud de la cara superior del vertedero se debe diseñar de una forma tal que la lámina de agua se adhiera a la superficie. Generalmente se utilizan pendientes 2H : 1V a 6H : 1V.

En el pié se debe diseñar un pozo de aquietamiento y un resalto en forma similar a como se realizan los diseños de vertederos verticales.

Para la disipación de energía se construye un pozo de aquietamiento con un contravertedero o con bloques de concreto. Además, de pueden colocar bloques o bafles en la superficie inclinada.

Para la protección contra la abrasión en ocasiones, se utilizan revestimentos en concreto o en asfalto.

Las alas laterales deben ser lo suficientemente altas para que no sean sobrepasadas por el flujo.

13.2.4 PARTES DE UNA ESTRUCTURA VERTEDERO

Obras de acercamiento

Aguas arriba de la cresta se construye una rampa, la cual cumple con los siguientes objetivos:

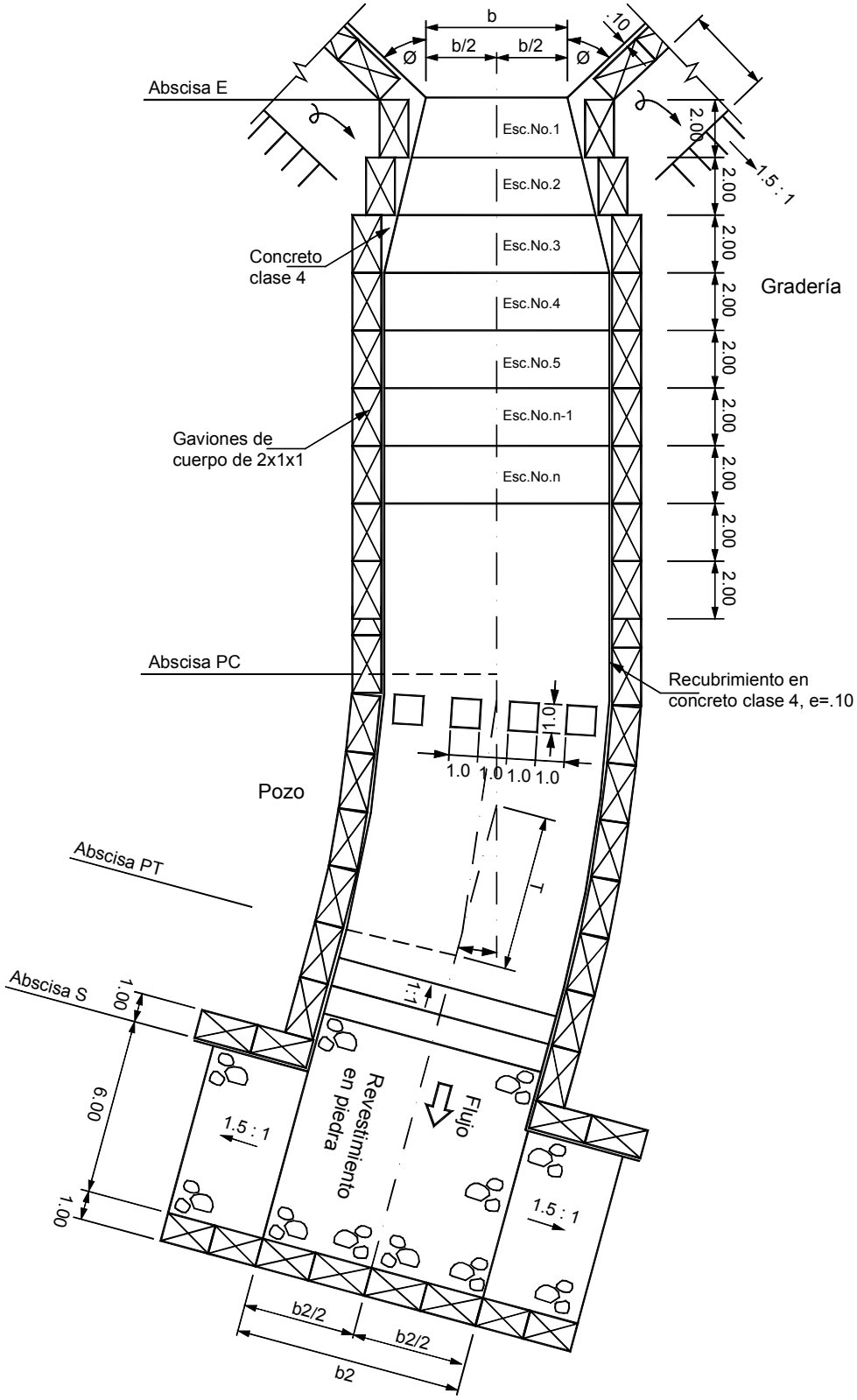
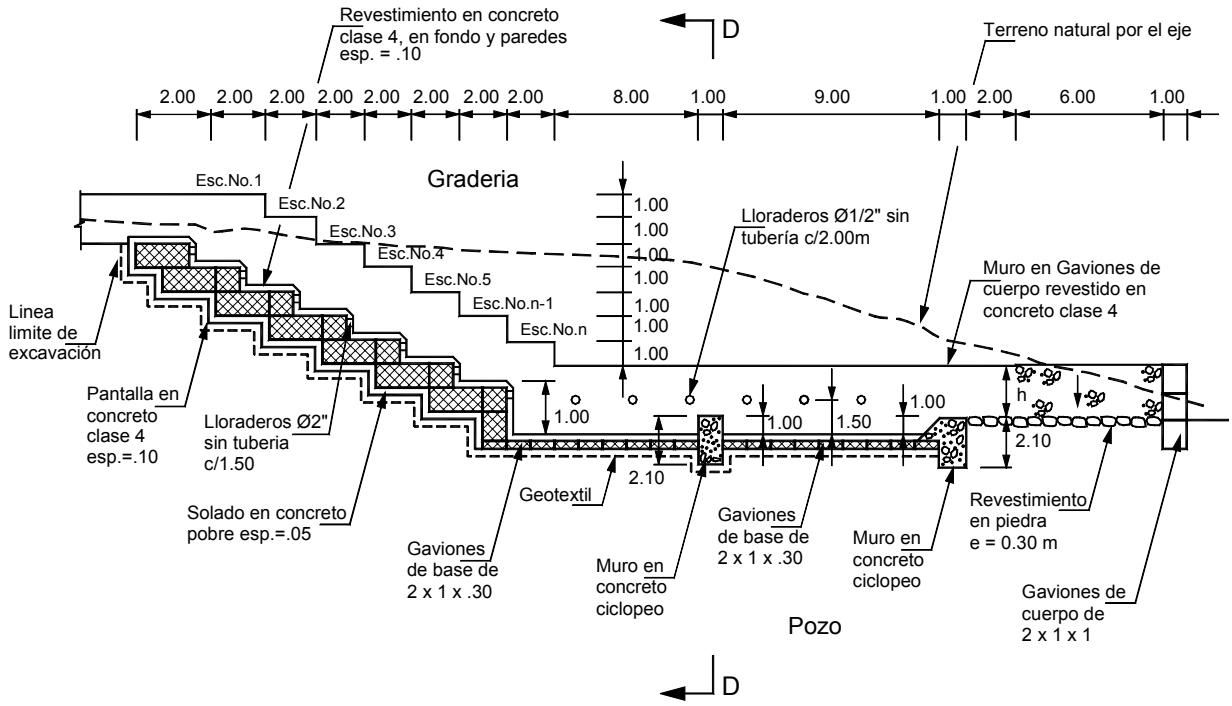


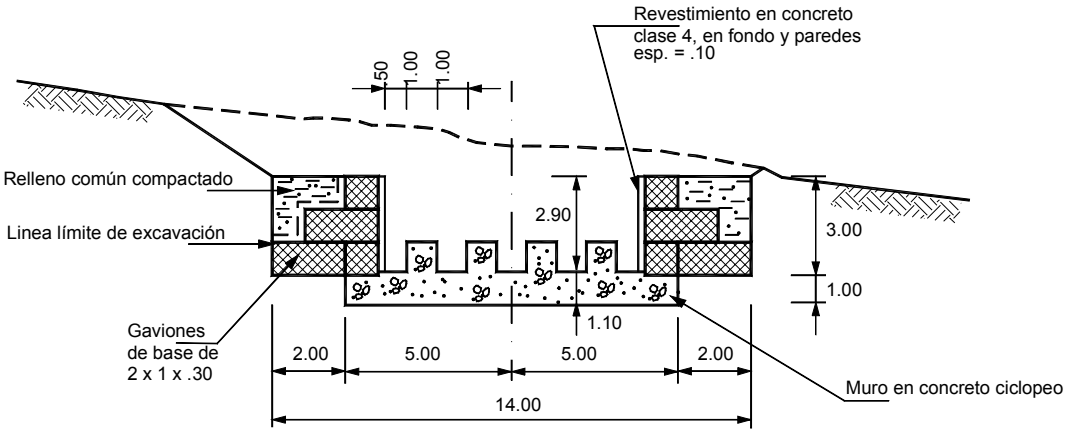
FIGURA 13.12 Planta típica de estructura en gradería tipo Bucaramanga.

FOTOGRAFÍA 13.1 Vertedero de talud vertical y contravertedero.

FOTOGRAFÍA 13.2 Vertedero en gradería de bolsacreto y contravertedero en concreto.



Sección típica de estructura de control de cauces tipo CDMB



SECCIÓN D-D

FIGURA 13.13 Secciones de la estructura en gradería tipo Bucaramanga.

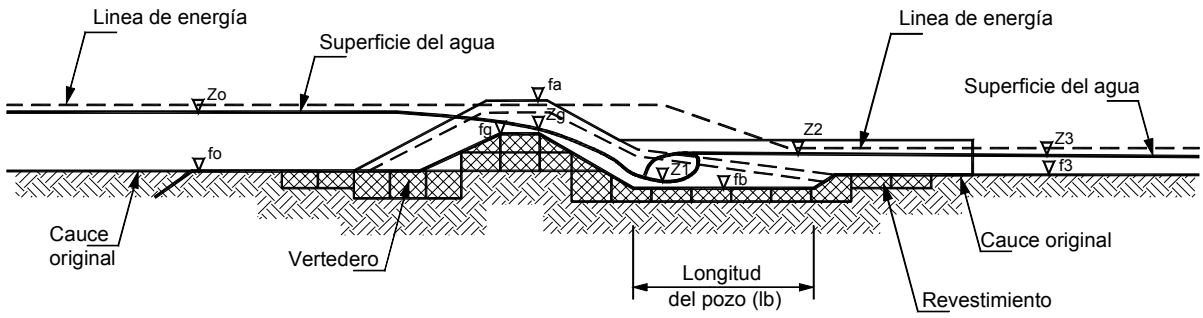


FIGURA 13.14 Vertedero inclinado en gaviones revestidos en asfalto.

a. Protección de la cresta contra la abrasión
b. Formación de un perfil más suave de flujo en la cresta
c. Evitar la erosión arriba de la estructura.

Cresta

La cresta o parte superior del vertedero tiene por objeto centrar y direccionar el flujo de agua. La cresta debe diseñarse en tal forma que se logre la condición de flujo crítico. La cresta debe protegerse contra la abrasión y puede incluir cornisas para separar el flujo de las paredes de la caída vertical (Figura 13.16).

Cuerpo del vertedero

El cuerpo del vertedero es una estructura alta que cumple con una serie de condiciones de tipo hidráulico y adicionalmente funciona como muro de contención. Lateralmente se pueden requerir muros laterales para garantizar la estabilidad geotécnica del vertedero.

Pozo de aquietamiento

En la mayoría los casos se requiere un pozo de aquietamiento en el pie del vertedero para maximizar la disipación de energía, controlar las velocidades y evitar la erosión. Este pozo de aquietamiento puede estar expuesto a fuerzas muy grandes de socavación, abrasión e impacto. Al final del pozo de aquietamiento se puede requerir la construcción de un contravertedero.

Tapete aguas abajo

Para su eficiente funcionamiento las estructuras de vertedero deben tener un tapete o revestimiento de protección contra la erosión, hacia aguas abajo o de lo contrario deben poseer una profundidad adecuada de cimentación para evitar socavación. Pueden requerirse además paredes de empotramiento dentro del talud para evitar separación por erosión.

13.2.5 DISEÑO DE UN VERTEDERO

El diseño de un vertedero requiere de un análisis hidráulico, el cual se basa generalmente en las siguientes suposiciones (Taggar y otros, 1996):

a. En la cresta se presenta condición de flujo crítico en toda la sección del flujo, utilizando criterios convencionales.
b. Con la información de los caudales y perfiles para flujo crítico se pueden obtener perfiles de agua para flujo supercrítico en la caída, asumiendo que la descarga unitaria no varía hasta después de que ocurra un resalto hidráulico (Figura 13.17).
c. En el pozo de aquietamiento se debe formar un resalto hidráulico.

Diseño de la cresta

La cresta es la parte central del vertedero a través de la cual debe pasar el caudal del diseño.

El diseño debe incluir la parte hidráulica y estructural. Para un determinado caudal de diseño debe mantenerse el flujo en el centro del río. Debe diseñarse un pozo de aquietamiento para la disipación de la energía u otro elemento que cumpla la misma misión, debe proveerse un sistema que impida la socavación, y si hay transporte de sedimentos, deben proveerse protecciones contra la abrasión y el impacto.

La estabilidad estructural incluye chequeos contra deslizamientos y volcamiento; levantamiento del pozo de aquietamiento por subpresiones y capacidad de soporte.

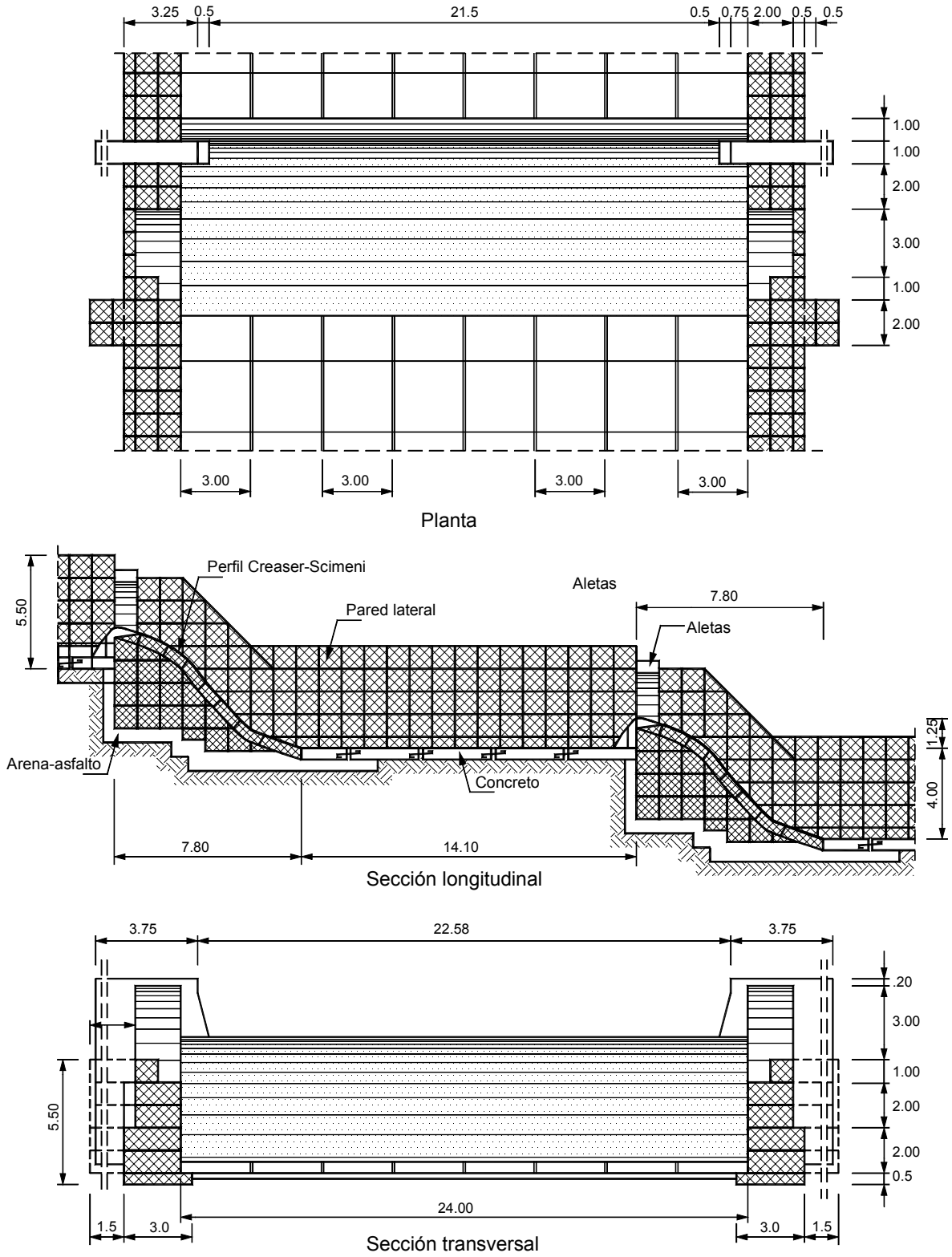


FIGURA 13.15 Detalle de vertedero en gaviones con sección inclinada.

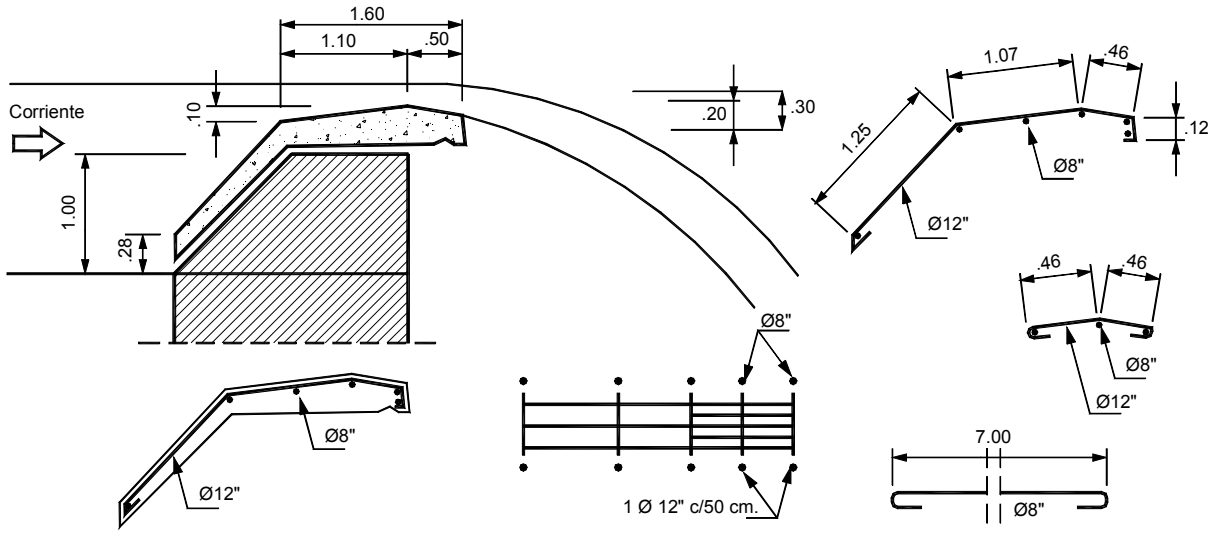


FIGURA 13.16 Protección de la cresta.

La cresta rectangular puede diseñarse de acuerdo a la siguiente ecuación (Agostini y otros 1981):

$$Q = \mu\, l_g \left(z_o - f_g\right) \sqrt{2g}\left(z_o - f_g\right)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño (m^3/seg.)

μ = Coeficiente de descarga (variable de 0.385 a 0.6) (depende de la velocidad del flujo antes de la cresta, entre más velocidad, mayor el coeficiente).

g = Aceleración de la gravedad

l_g = Ancho de la cresta

z_o = Elevación de la superficie del agua, aguas arriba de la cresta donde los efectos de la contracción desaparecen.

f_g = Elevación del fondo de la cresta.

Con esta ecuación los valores más convenientes de l_g, z_o y f_g pueden determinarse para un caudal conocido y un valor de μ estimado.

Con z_o y f_g calculados, la altura de agua (z_g - f_g) puede ser determinada, la cual es generalmente igual a 2/3 f_g.

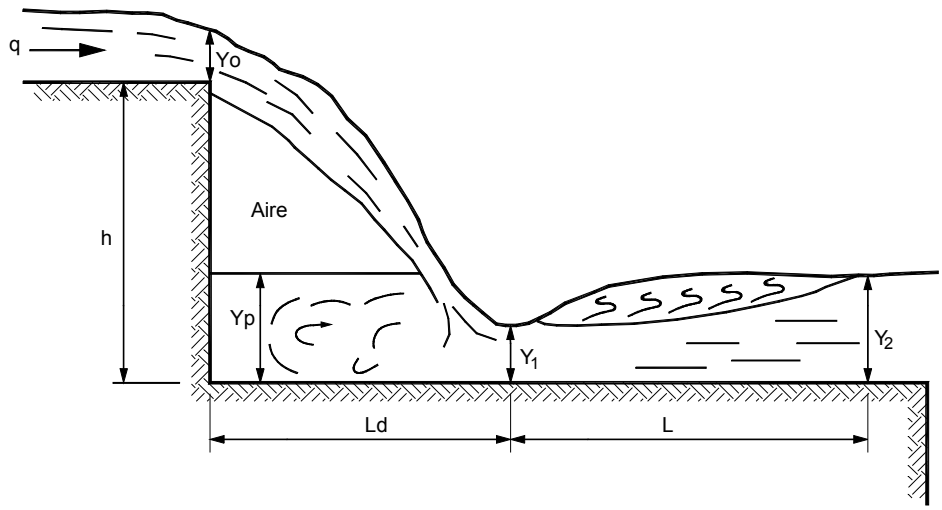


FIGURA 13.17 Régimen hidráulico de una caída vertical.

El valor de la altura de las alas de la cresta debe tener mínimo cuarenta centímetros por encima de z_o.

Cuando la cresta no es rectangular sino trapezoidal o curva, la relación entre la descarga y la cabeza de agua debe obtenerse, suponiendo que en la cresta del vertedero ocurre flujo en estado crítico.

Para la profundidad de flujo crítico (z_g - f_g) corresponde una velocidad crítica.

$$V_c = \sqrt{\frac{g\,A_c}{b}}$$

y un caudal

$$Q = A_c \sqrt{\frac{g\,A_c}{b}}$$

donde:

A_c = Área de la sección de flujo para una profundidad igual a la profundidad crítica

b = Ancho de la superficie del agua.

La cresta está sujeta a peligros de corrosión y abrasión, los cuales deben prevenirse ya sea con una cubierta de madera o de concreto. Como la rigidez del concreto

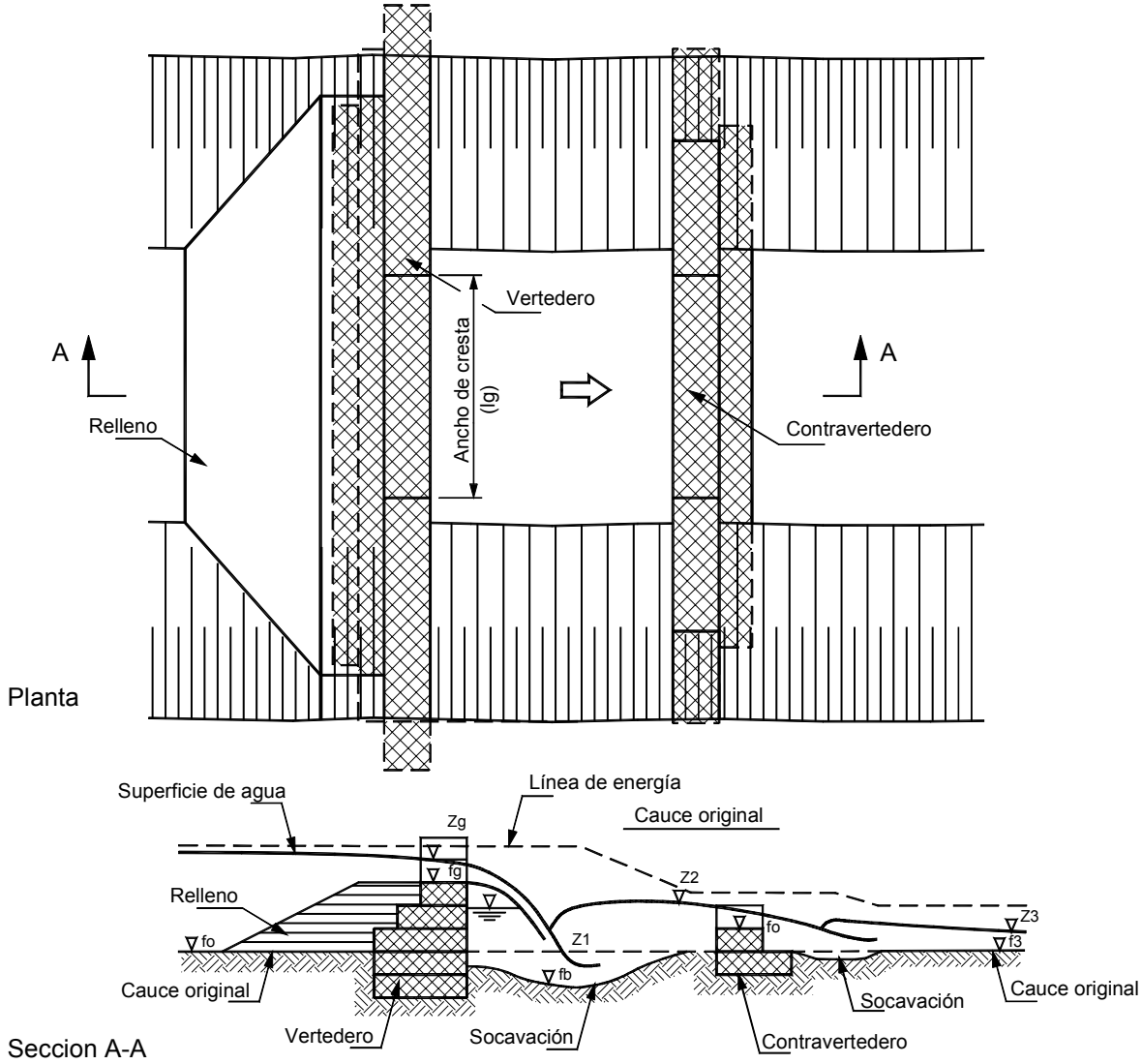
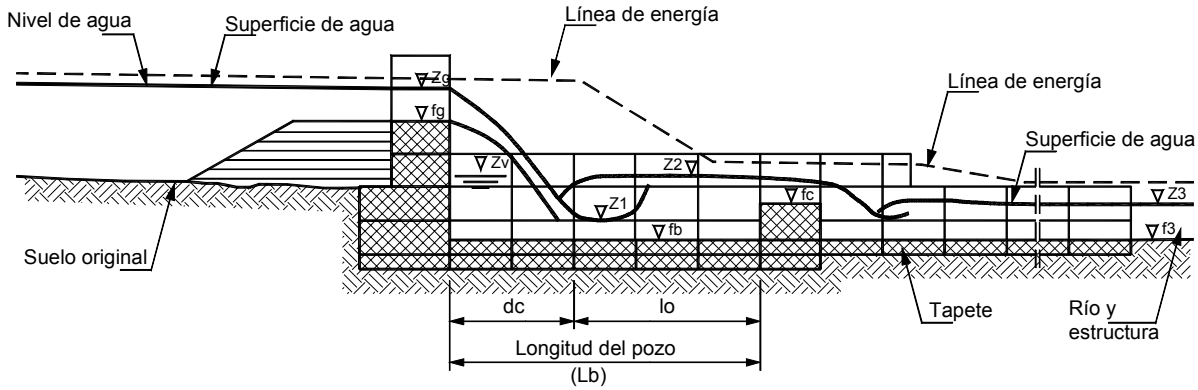
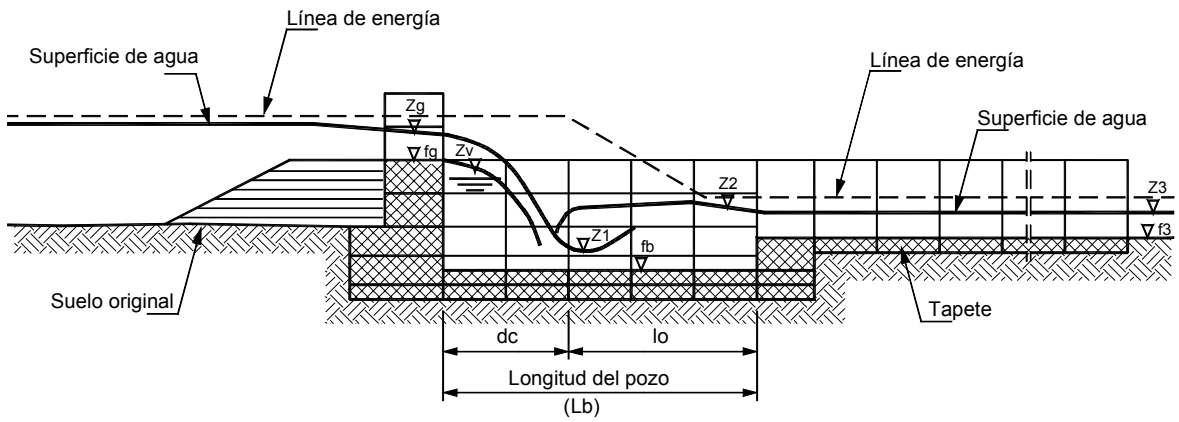


FIGURA 13.18 Vertedero en gaviones con pozo sin revestir.



a) Con contravertedero



b) Con pozo enterrado

FIGURA 13.19 Secciones de vertedero con pozo revestido.

no es consistente con la flexibilidad de algunos materiales para vertederos deben proveerse juntas en la cubierta de concreto. En el caso de trinchos en ocasiones la cresta se recubre con arena-asfalto que provee una protección flexible.

13.2.6 DISEÑO DEL POZO DE AQUIETAMIENTO

Pozo de aquietamiento con piso descubierto

Se pueden emplear en estructuras de escasa altura cuando el fondo del cauce está formado por materiales gruesos y compactos. Si el piso es erosionable debe calcularse la distancia de caída de agua y la profundidad de socavación producida y cimentar la estructura por debajo de esta profundidad. Es conveniente colocar grandes cantos en el fondo del pozo para prevenir socavaciones.

La distancia de caída del agua es el estudio de la caída de un cuerpo libre en ausencia de fricción, de una elevación (z_g - f_3) con una velocidad horizontal aproximadamente igual a la crítica.

La distancia de caída del chorro medida desde la cresta es igual a (Agostini y otros 1981):

$$X \cong \sqrt{2\,(z_g - f_g)(z_g - f_3)}$$

Cuando no hay contravertedero $z_2 = z_3$ y $f_c = f_3$

La profundidad de socavación (z_3 - f_3) se puede calcular mediante la expresión de Schoklitsch (1932):

$$z_3 - f_b = 4.75 \frac{(z_o - z_3)^{0.2}\, q^{0.57}}{d_{90}^{0.32}}$$

Donde:

q = Descarga por metro de ancho en m³/seg.

d_{90} = Diámetro correspondiente al 90% de pasantes en el ensayo de granulometría del suelo del fondo del cauce.

Esta fórmula permite concluir que la profundidad de socavación puede disminuirse, si se aumenta la altura de agua en el pozo de aquietamiento. Esto puede lograrse construyendo un contravertedero a una distancia tal y con una altura suficiente para formar un flujo subcrítico.

En este caso el flujo sobre el contravertedero está dado por la ecuación

$$Q = \mu\, l_c\, (z_2 - f_c)\sqrt{2g(z_g - f_c)}$$

Donde:

μ = Coeficiente de descarga (0.4 a 0.6)

l_c = ancho del contravertedero en m.

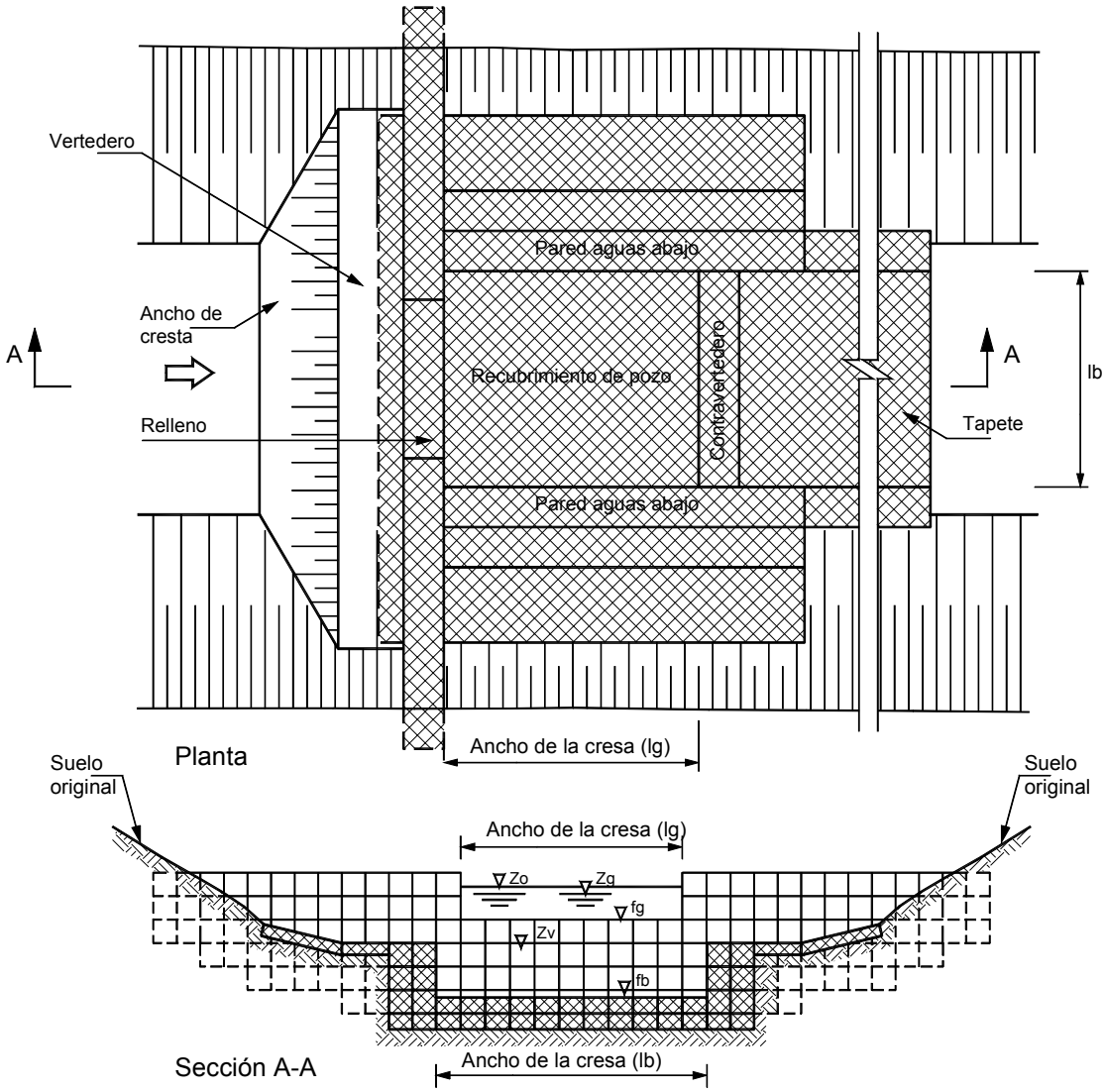


FIGURA 13.20 Vertedero con pozo revestido.

Definiendo la elevación z_2 que produce una socavación aceptable se puede obtener la elevación f_c.

La disipación de energía abajo del contra-vertedero debe ser muy baja o de lo contrario se podría presentar erosión severa aguas abajo de la estructura.

Para diseñar el pozo de aquietamiento se requiere conocer la elevación z_3. Esta se puede calcular asumiendo condiciones de flujo uniforme de acuerdo a las ecuaciones tradicionales de la hidráulica.

Pozo de aquietamiento con fondo revestido y contra-vertedero.

En este caso las dimensiones del contravertedero pueden obtenerse fácilmente con la ecuación.

$$Q = \mu\,(z_2 - f_c)\,l_c\sqrt{2g\,(z_2 - f_c)}$$

y la longitud total del pozo de aquietamiento está dada por la ecuación:

$$L_b = (z_g + f_g - 2f_b)\sqrt{\frac{z_g - f_g}{z_g + f_g - 2z_v}} + 6.9(z_2 - z_1)$$

En grandes estructuras es conveniente verificar los valores obtenidos por medio de un modelo.

El flujo encima del contra-vertedero puede analizarse por medio de la siguiente ecuación:

$$Q = \mu\, l_c\,(z_2 - f_c)\sqrt{2g(z_2 - f_c)}$$

Control de resalto con levantamiento del terreno

En ese caso el flujo puede representarse en función del número de caída D (Fortier y Scobey, 1926).

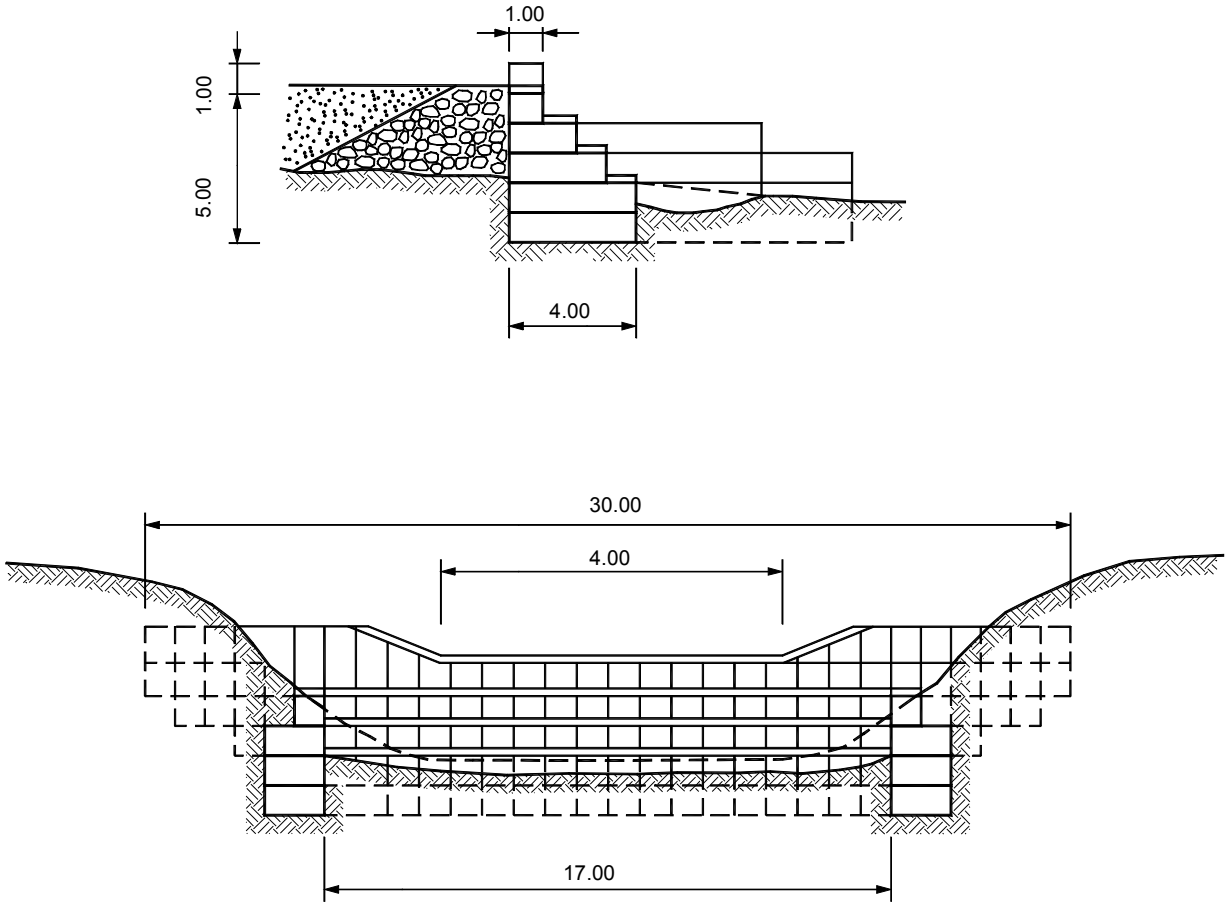


FIGURA 13.21 Vertedero de gaviones en gradería con piso descubierto.

$$D = q^2 / g(f_g - f_b)^3$$

Las dimensiones del pozo de aquietamiento pueden obtenerse de las siguientes ecuaciones (Moore-1943, Rand-1955):

$$L_{g1} / (f_g - f_b) = 4.30 D^{0.27}$$

$$(z_v - f_b) / (f_g - f_b) = 1.00 D^{0.22}$$

$$(z_1 - f_b) / (f_g - f_b) = 0.54 D^{0.425}$$

$$(z_2 - f_b) / (f_g - f_b) = 1.66 D^{0.27}$$

$$L_{12} = 6.9(z_2 - z_1)$$

Tanques amortiguadores

El tanque amortiguador es un tramo corto, horizontal de canal en el pié del vertedero, cuyo objetivo es disipar la energía.

Estos tanques amortiguadores generalmente poseen un sistema que induce la disipación. Entre los sistemas empleados para disipar energía en tanques amortiguadores se encuentran:

- Un contravertedero o levantamiento del nivel al final del canal.
- Bloques o salientes de concreto en el fondo del canal.
- Bloques o dientes a la entrada y salida del tanque amortiguador.
- Rugosidad en el fondo del canal.

Entre los tanques amortiguadores típicos se conocen los siguientes:

Sistema de Donnely y Blaisdell

Donnely y Blaisdell (1965) desarrollaron un tipo de estructura con caída libre y pozo de aquietamiento con una serie de bloques de concreto (Figura 13.22). Esta estructura es eficiente para alturas de caída de hasta 15 veces la altura de flujo crítico ($H \leq 15\ h_c$) y para anchos de canal $b > 1.5\ h_c$.(Hager 1995).

$$h_c = \left[Q^2 / (gb^2) \right]^{1/3}$$

$L_c = 1.75\ h_c$

h_2 = mínimo 2.5 h_c

Altura de bloques = 0.8 h_c

Ancho de bloques = 0.5 h_c

% de sección bloqueada = 50 %

Altura del contravertedero = 0.4 h_c

Altura de paredes laterales = 3 h_c

La longitud del pozo de aquietamiento depende de la distancia de caída del chorro de agua (X)

Longitud total del pozo de aquietamiento = X + L_B + L_C

L_B = 0.8 h_c

L_C = 1.75 h_c

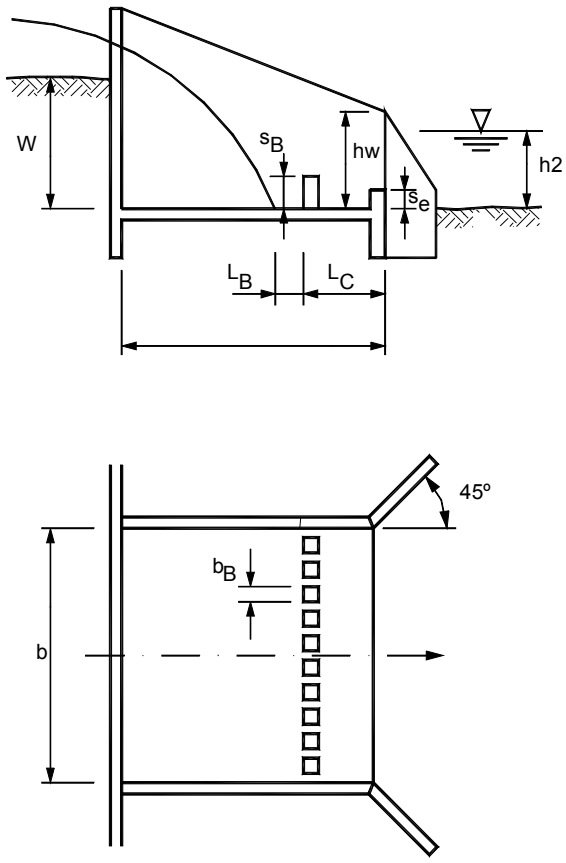


FIGURA 13.22 Vertedero vertical con bloques de concreto de acuerdo al modelo de Donnelly y Blaisdell (1965).

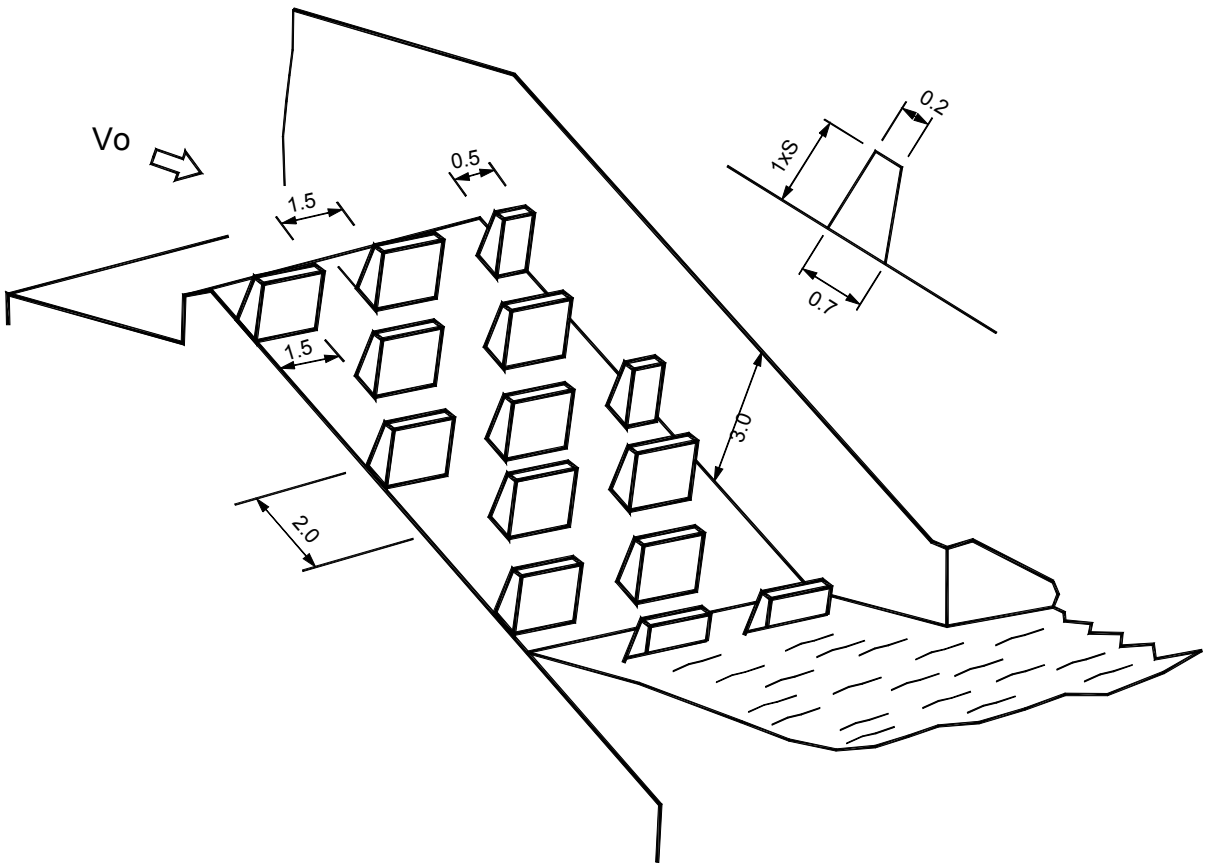


FIGURA 13.23 Vertedero inclinado con bloques o bafles de acuerdo al modelo de Bradley y Peterka (Peterka 1958)

Modelo de Bradley y Peterka

Uno de los modelos más conocidos es el desarrollado por Bradley y Peterka (Peterka1958), en el cual se colocan una serie de bafles intercalados en tal forma que una hilera intercepta totalmente el área libre de la hilera anterior (Figura 13.23).

El modelo de Bradley y Peterka tiene las siguientes características:

- La altura de los bloques es igual a 0.8 h_c

  Donde h_c = Altura de flujo crítico
- Los anchos y las separaciones laterales de los de los bafles deben ser iguales a 1.5 veces la altura de los bloques.
- La separación longitudinal entre hilera es de 2 veces la altura de los bloques.
- La primera hilera debe colocarse a no más de 0.3m de elevación por debajo del fondo de la cresta.
- Las paredes laterales del canal debe tener una altura superior a 3 veces la altura de los bloques.
- La pendiente máxima es 2H : 1V.
- Se requiere un mínimo de 4 filas para obtener una disipación eficiente.
- El caudal de flujo por unidad de ancho no debe exceder 5.7 m^3/seg
- En todos los casos se requiere protección contra la socavación en el pie de la estructura.

Tanque SAF (Saint Anthony Falls)

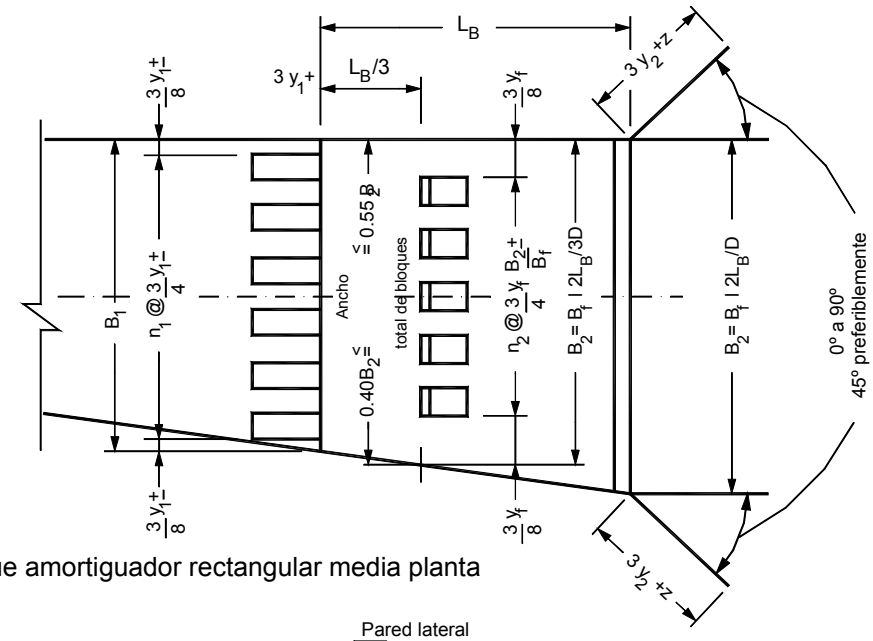
El cual tiene unos bloques o dientes a la entrada, otro grupo de bloques en medio y un levantamiento al final del tanque (Figura 13.24). Los dentellones deben quedar alineados con las aberturas entre los bloques de entrada. Los dentellones ocupan en general más del 40% del ancho del tanque amortiguador.

Tanques USBR

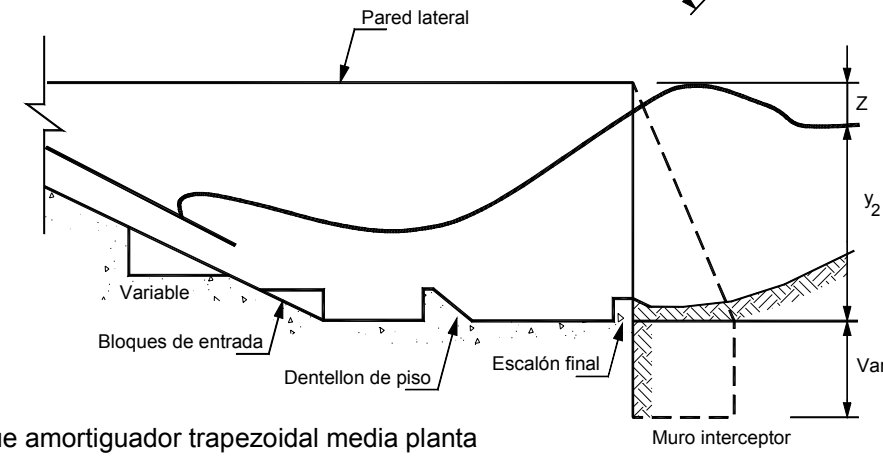
El US Bureau of Reclamation (1977) desarrolló una serie de pozos de aquietamiento típicos para vertederos de pequeñas presas (Figuras 13.25, 13.26, y 13.27). El tanque USBR II utiliza dientes de disipación a la entrada y salida del tanque y el tanque USBR IV posee dientes de disipación a la entrada y un levantamiento al final del tanque.

FOTOGRAFÍA 13.3 Vertedero en gradería de gaviones.

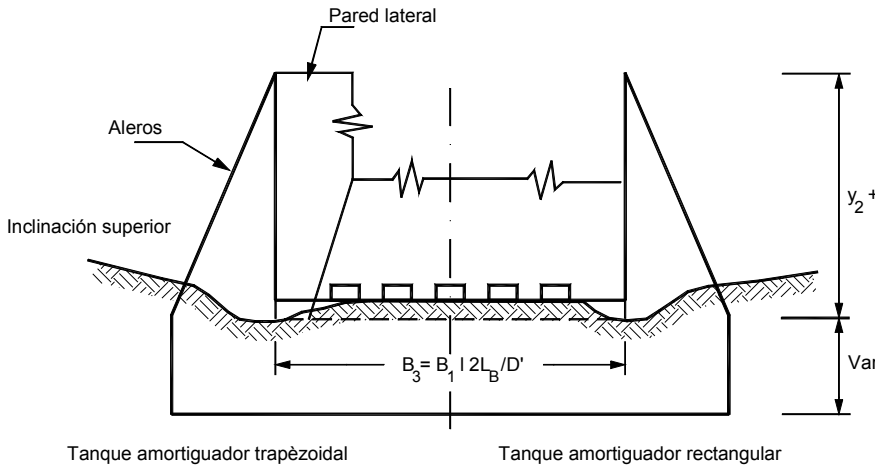
FOTOGRAFÍA 13.4 Falla de un vertedero por socavación general.



Tanque amortiguador rectangular media planta

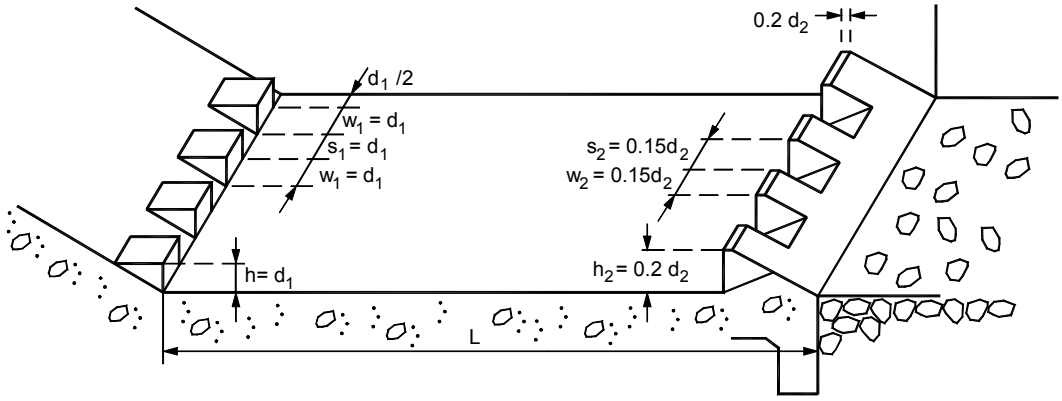


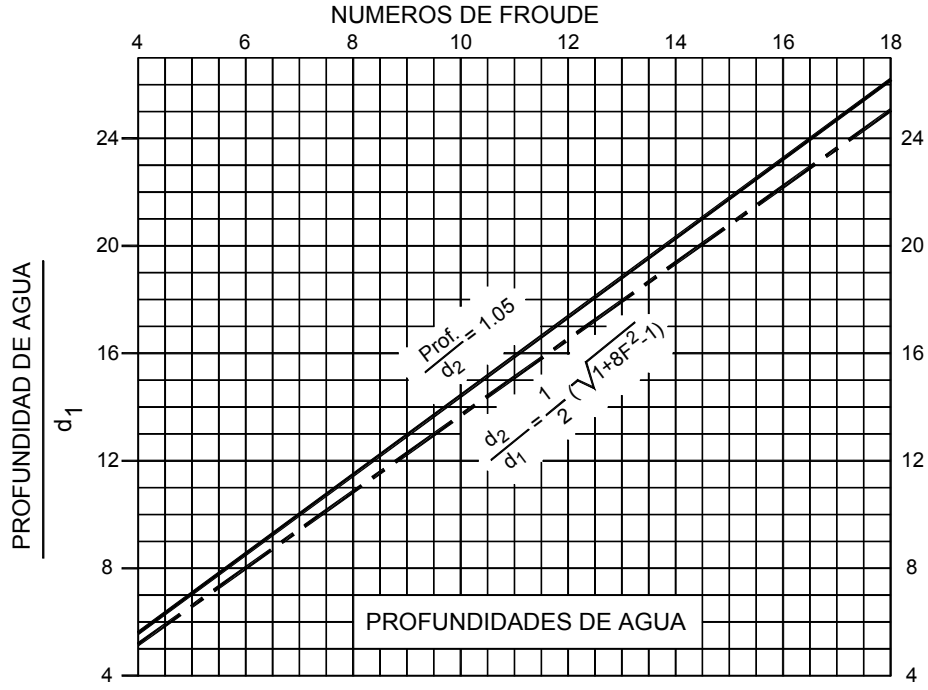
Tanque amortiguador trapezoidal media planta

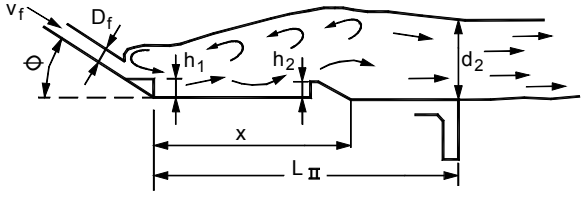


Sección al centro del claro

FIGURA 13.24 Dimensiones de un tanque de aquietamiento Saint Anthony Falls (SAF).







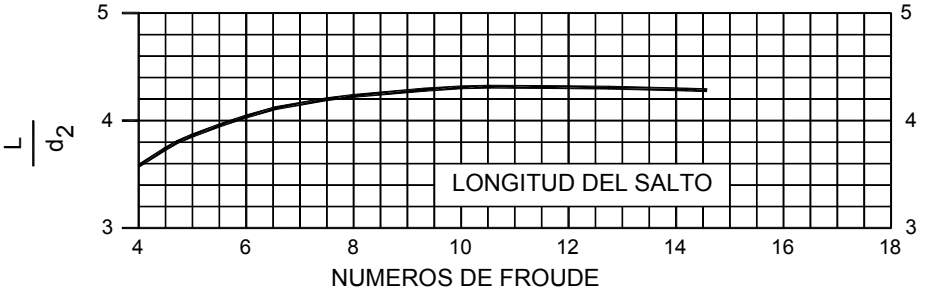


FIGURA 13.25 Tanque de aquietamiento USBR II (USBR 1977)

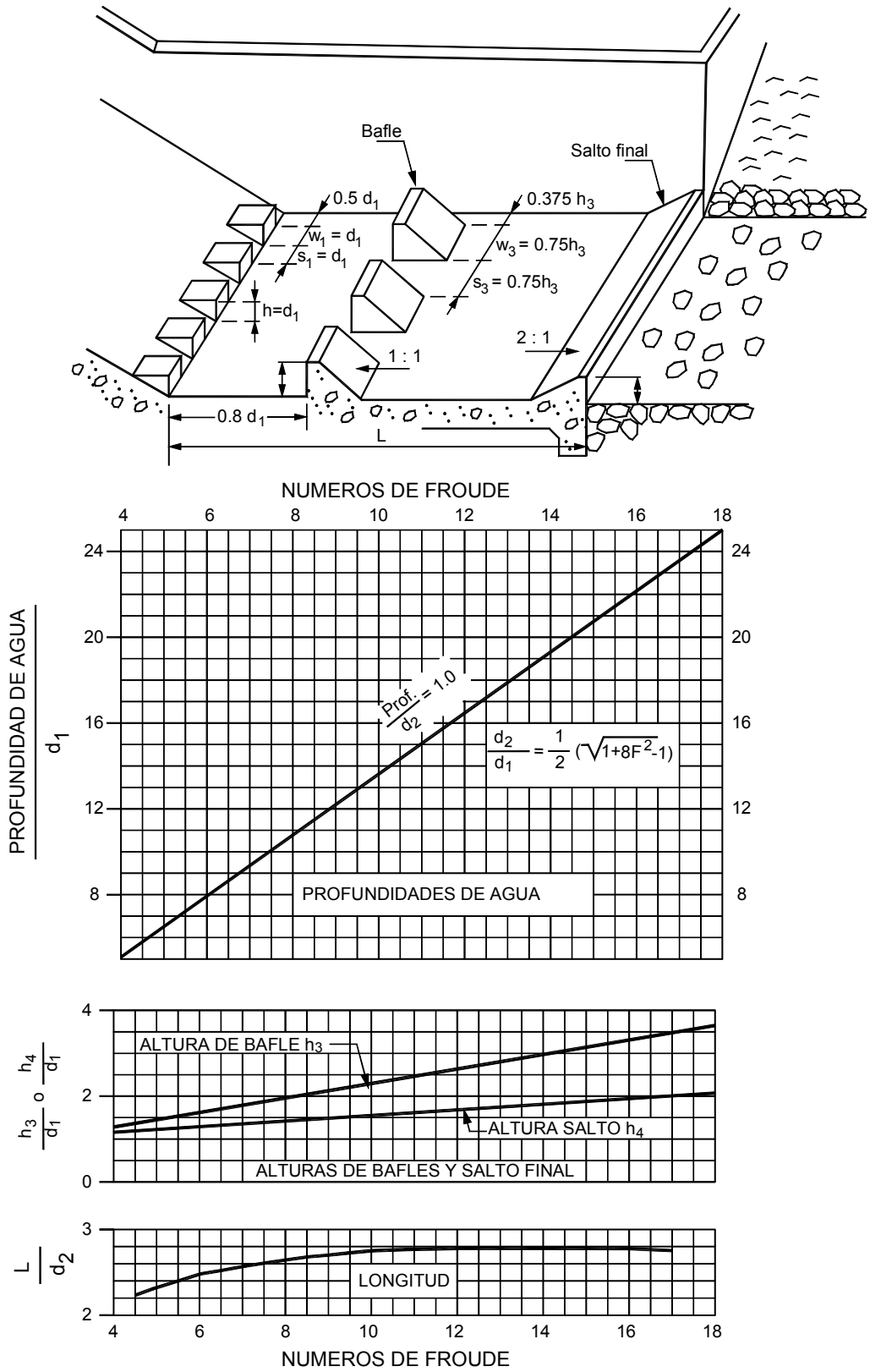


FIGURA 13.26 Tanque de aquietamiento USBR III (USBR 1977).

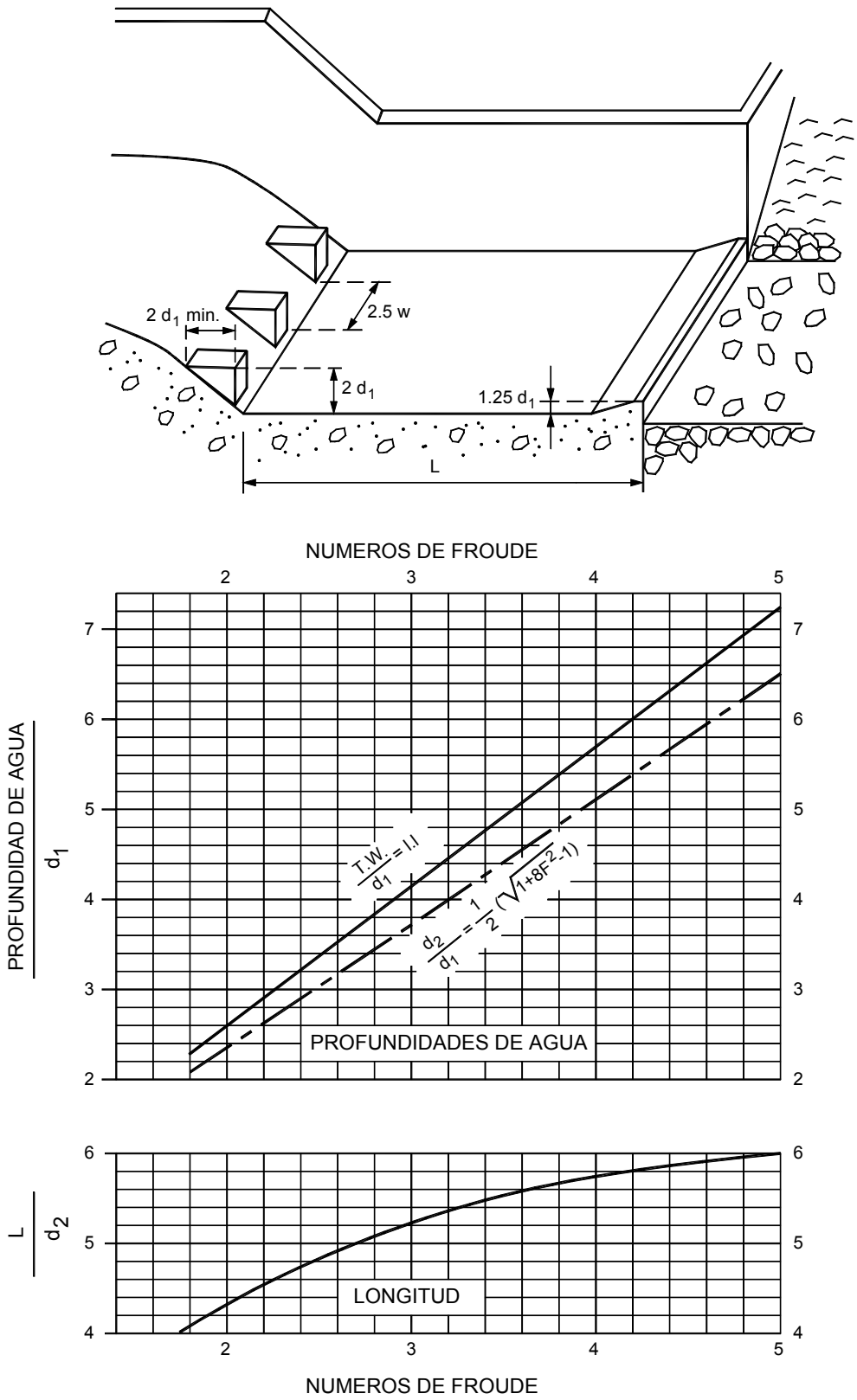


FIGURA 13.27 Tanque de aquietamiento USBR IV (USBR 1977).

13.2.7 DISEÑO DE VERTEDEROS EN GRADERIA

Los vertederos en gradería generalmente se diseñan como un canal muy rugoso de pendiente alta consistente en una serie de gradas de altura s y longitud de grada l_s.

Como se indicó anteriormente se forman una serie de vórtices horizontales en las gradas produciéndose la disipación de la energía.

De acuerdo a la forma, tamaño y pendiente de la gradería se puede obtener un coeficiente de fricción y en esta forma determinar las características del flujo. Stephenson (1991) analizó el efecto de las características de la gradería en la disipación de energía y presentó una expresión para el porcentaje de disipación de energía DH / H_0.

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \left(\frac{0.84}{\theta^{0.25}}\right)\left[\frac{q}{(gH_0^{1/2}}\right]^{-1/3}$$

Donde:

H_0 = Altura total de la gradería

q = Pendiente aproximada de la gradería en grados.

De acuerdo a Stephenson, el tamaño de las gradas no es determinante y las graderías de menor pendiente disipan mejor la energía que las graderías de alta pendiente. Sin embargo, Christodoulou (1993) encontró que la altura de las gradas, el número de gradas y la relación entre s y l_s influyen en forma importante en la disipación de energía. El aumento del número de gradas aumenta la eficiencia de la disipación de energía y mejora el comportamiento de la gradería.

Las graderías de grada ancha también pueden diseñarse con un resalto hidráulico en cada una de las gradas. En este caso la pendiente general de la gradería no puede ser muy alta. Las gradas pueden ser verticales o formando una curva hidráulica como la presentada por Agostini y otros (1981), en la cual la parte más alta de la grada o vertedero tiene una curva de acuerdo al perfil Creager – Scimemi (Figura 13.28), representado por la ecuación:

$$y = 0.47x^{1.8}$$

La longitud de la grada L_s para que ocurra el resalto hidráulico debe ser mayor de 6.9s.

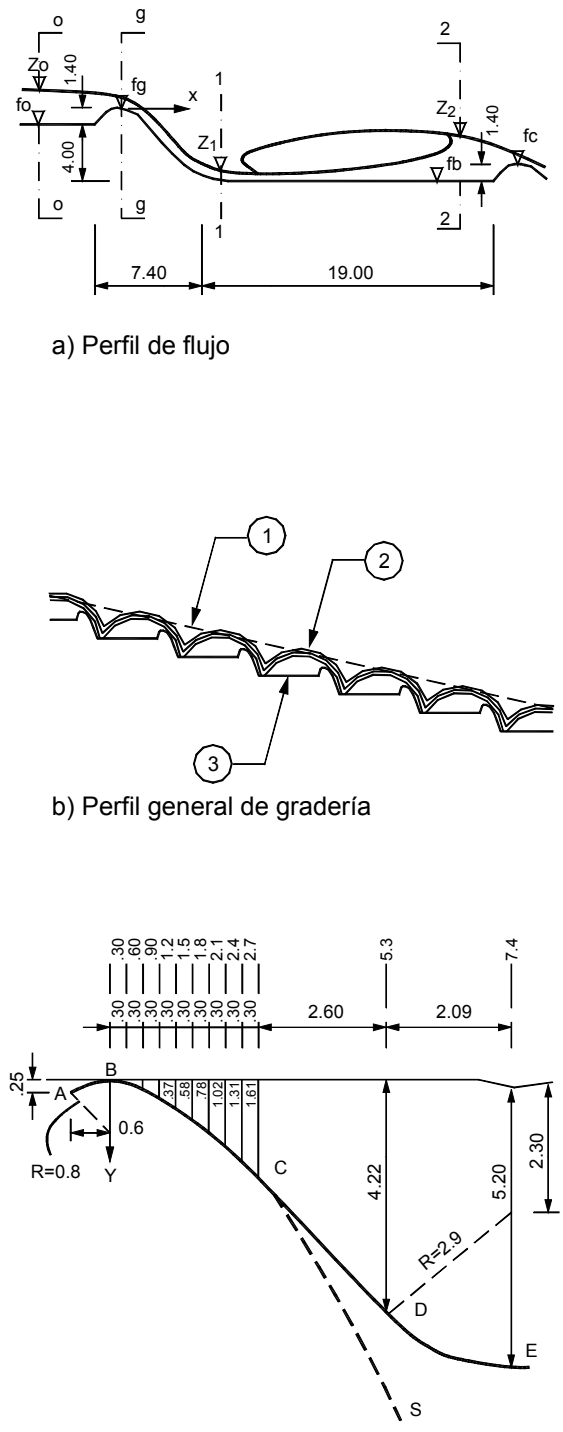


FIGURA 13.28 Estructuras en gradas utilizando la sección Creager – Scimemi.

13.3 MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FONDO DE CAUCES

Vertederos en Gaviones

Los gaviones son muy útiles para la construcción de pequeñas presas de control de erosión para flujos transitorios o permanentes. Las presas pueden ser formadas por una sola hilera de gaviones, o por varias según sea el caso. Su facilidad de construcción depende de que en el sitio se consiga piedra de buen tamaño para los gaviones. Los vertederos en gaviones se pueden realzar después de construidos colocando hileras adicionales de gaviones.

Detalles constructivos

Se recomienda construir el fondo del pozo de aquietamiento con gaviones de 0.30 a 0.50 m. de espesor, formando dos capas para que al fallar exista un fondo adicional.

Se ha encontrado (Manual Maccaferri) que este tipo de doble protección ha dado mejores resultados de estabilidad. Los cantos deben ser de 20 a 30 cms. de diámetro preferiblemente redondeados. Debajo del fondo debe colocarse un manto geotextil.

Los taludes laterales deben protegerse aguas abajo y arriba de la estructura en una distancia conveniente.

Vertederos en Bolsacreto

Las estructuras en bolsacreto son generalmente más rígidas que los gaviones y son de gran utilidad en sitios en los cuales no es posible conseguir piedra para gaviones. Al igual que con los gaviones, los vertederos se pueden realzar después de construidos.

13.4 ESTABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

Erosión interna en presas y vertederos

Como la presencia de una estructura de control produce un levantamiento del nivel de agua, aguas arriba el agua trata de percolar por debajo y alrededor de la estructura. Este flujo puede tener velocidades capaces de remover partículas de suelo de la fundación y de esa forma se erosiona internamente el material.

Para estos casos se recomienda trazar una red de flujo a través de la fundación. Para diseños preliminares de pequeños vertederos se puede emplear la ecuación de Bligh (1946); según este criterio la trayectoria total de flujo por debajo del vertedero debe ser:

$$L > c\,\Delta h$$

Donde:

Dh = Diferencia de cabeza de aguas abajo a aguas arriba.

c = Coeficiente de Bligh que depende del suelo.

TABLA 13.1 Valores del coeficiente c de Bligh para control de flujo interno.

C	Tamaño de partículas (mm)	Tipo de suelo
20	0.0-0.05	Limos finos
18	0.06-0.10	Limos gruesos
15	0.12-0.25	Arena fina
12	0.30-0.50	Arena media
10	0.60-1.00	Arena gruesa
9-4	2.00	Grava
6-3	0.005	Arcilla dura

Como la permeabilidad del gavión es alta en comparación con el suelo alrededor, las estructuras en gaviones se comportan como drenes y recogen aguas. En esta forma debido a los gradientes hidráulicos altos, las partículas de suelo son transportadas hacia los gaviones pudiéndose presentar el colapso de la estructura. Este problema se puede evitar por medio de pantallas subterráneas y permeables que intercepten el flujo.

Otro sistema de control de erosión interna es el de colocar capas de filtro entre los gaviones y el suelo para permitir el paso del agua impidiendo el transporte de partículas. Últimamente se han intensificado el uso de textiles con este objetivo. De todas formas es conveniente emplear la fórmula de Bligh en todos los casos.

Estabilidad estructural

Una presa vertedero se considera como un muro de gravedad sujeto a las fuerzas de gravedad y presiones del suelo y del agua.

El diseño debe incluir:

a. Estabilidad contra volteo

b. Estabilidad contra deslizamientos

c. Estabilidad contra levantamiento

d. Capacidad de soporte del terreno

e. Cálculo de asentamiento

f. Resistencia interna del material (En estructuras de gran altura).

REFERENCIAS

Agostini R., Bizarri A, Masetto M.(1981) «Flexible Structures in river and stream training works». Maccaferry , Bologna. 1981. p. 86

Bligh, (1912) "Practical design of irrigation works", Constable, London.

C.D.M.B. Hidroestudios Ltda. (1977) "Norma técnicas para diseño de alcantarillados"

Christodoulou, G.C. (1993) "Energy dissipation of stepped spillways. J. Hydraulic engineering 119 (5): 644-650.

Ciarla M. (1998) "Gabion weirs in water erosion control projects design and construction criteria". IECA Soil stabilization series: vol. 3, pp. 85-103.

Cooper C.M., Knight S.S. (1987). " Fisheries in man-made pools below grade control structures and in naturally occurring scour holes of unstable streams." Journal of Soil and Water Conservation, 42:370-373.

Donnelly, C.A. & Blaisdell, F.W. (1965). Straight drops spillway stilling basin. Proc. ASCE J. Hydraulics Division 91 (HY3): 101-131; 92 (HY1):102-107; 92 (HY4): 140-145.

Ecopetrol - Ingeniería y Geotécnia Ltda. (1990) "Manual de protección geotécnica y ambiental". Oleducto de Colombia.

Fletcher B.P.,Grace J.L.(1974) "Practical guidance for design of lined channel expansions at culvert outlets". U.S. Army Eng. Waterways Exp. St. Vicksburg Techn. Rep. H.74-9.

Fortier S., Scobey F.C., (1926) "Permissible canal velocities". transactions, American Society of civil engineers, vol 89.

Garcia M. - Amortegui G. Vesga L. (1989) "Estudio geotécnico de oleoductos". Boletín Colombiano de Geotecnia. Vol. 1 No. 1 - Bogotá .

Golze A.R. (1977) « Handbook of Dam Engineering» Van Nostrand - New York.

Hager W.H. (1995) "Cascades, drops and rough channels" Energy dissipators". Hydraulic structures design manual. IA.HR. Balkema, 1995. p.p. 151-166.

Hager W.H., (1995) "Drop structures and plunge pools". Energy dissipators". Hydraulic structures design manual. IA.HR. Balkema, 1995. p. 89-110.

Koerner, R. M. (1997) "Designing with geosynthetics". 4th edition, Prentice – Hall, New Jersey.

Lane E.W. (1955) " Design of stable channels", Transactions, American Society of Civil Engineers. Vol 120.

Moore W.L., (1943) "Energy loss at the base of a free overfall", Trans, ASCE, Vol. 108, pp. 1343-1360.

Peterka, A.J. (1958). "Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators". Engineering monograph 25. US bureau of reclamation: Denver, Col.

Rand W., (1955) "Flow geometry at straight drops spillways, paper 791, Proc. ASCE, vol 81, pp. 1-13,

Schoklitsch A., (1932) "Kolkbindung unter ueberfallstrahlen", <Die wasser-wirtschaft>, Nr. 24.

Sprague C.J. (2001) "Assuring the effectiveness of silt fences and otrher sediment barriers". Soil stabilization series, vol 15, Sediment control. IECA.

State Of California(1970) “Bank and Shore Protection in California Highway Practice”.

Stephenson, D. (1991). “Energy dissipation down stepped spillways”. Water power & dam construction 42 (9): 27-30.

Suarez J. (1983) “Diseño de obras en gaviones” Universidad Industrial de Santander.

Taggar W.C., Chase K.J. , Nelson P.L., (1996) “Quasi two-dimmensional hydraulic analysis of drop structures”. Hydraulic engineering, Session C-26.

Trow Consulting Engineers Ltd. (1997) “Instream sediment control techniques field implementation manual”. Ontario Ministry of Natural Resources. Ontario – Canada. 93 p.

US Bureau of Reclamation (1977). “Design of Small Dams” p816.

Ven Te Chow (1960) “Open Channel Hydraulics” McGraw Hill - New york.

Veri-tech, Inc. (1998). “Streambank Stabilization Handbook”. Vicksburg, Mississippi. (CD).

Vischer D. L., Hager W.H., (1995) “Energy dissipators”. Hydraulic structures design manual. IA.HR. Balkema, 1995. p. 201.

Vladimirova C. (1998) “ Grade control structures in Bulgaria – Practice design methods and recent developments. IECA Soil stabilization series: vol. 3. pp.43-62.

CAPÍTULO 14

Estructuras Marinas

INTRODUCCIÓN

Una ola es un movimiento oscilatorio sobre y cerca a la superficie de un depósito de agua. El sistema más sencillo de olas es un grupo ilimitado de crestas y bateas paralelas moviéndose en dirección normal a la playa. A lo largo de la sección cada partícula de agua se mueve cíclicamente, siguiendo una línea circular volviendo a su posición inicial después de cada ciclo. El movimiento afecta las partículas hasta una profundidad considerable.

La figura 14.1 muestra un esquema de una ola de longitud L(Cresta a Cresta) y altura H avanzando de izquierda a derecha. El avance de las olas es expresado por la velocidad C y el períodoT.

$$L = C.T$$

La ola avanza libremente hacia la orilla hasta que D es menos de ½ L, o sea cuando la ola entra en contacto con el suelo del fondo. Esta interferencia retarda el pie de la ola, mientras la cabeza trata de avanzar estrechándose la ola hasta que se rompe. Si el fondo es de pendiente fuerte la ola rompe cerca a la orilla pero si es suave rompe lejos y al romperse se forman olas más pequeñas que buscan un nuevo sitio de rotura.

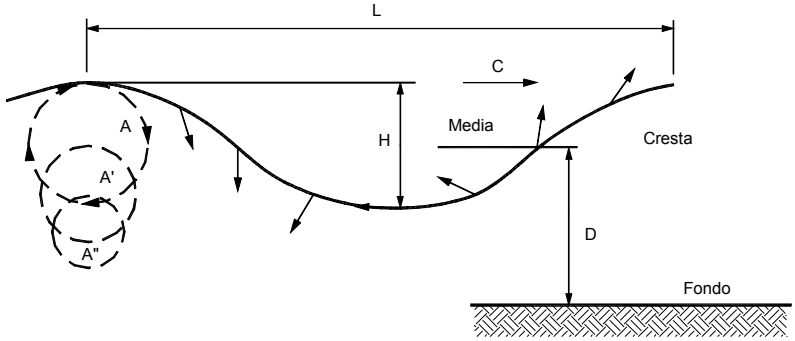


FIGURA 14.1 Elementos de una ola sencilla.

14.1 EROSIÓN POR OLEAJE

La energía erosiva es función del perfil de la playa y de la altura y período de las oscilaciones. El ataque es más fuerte si el agua profunda está cerca a la orilla o a la estructura considerada.

La erosión se produce por dos efectos principales:

- Acción del oleaje que suelta las partículas
- Transporte litoral que mueve las partículas en forma semiparalela a la playa.

Acción del oleaje

Cuando las olas se acercan a la playa y llegan a zonas de aguas bajas, la parte inferior de la ola tropieza con la superficie del fondo del mar, lo cual hace que la ola pierda velocidad y se frene, rompiéndose en forma rápida generando una gran turbulencia. Este fenómeno produce abrasión y levantamiento de las partículas, en un proceso de acción de fuerza tractiva de la ola sobre el fondo de la playa (Ferguson, 2001). En este proceso diferentes partes de la ola tropiezan con el fondo a diferentes tiempos, frenando el movimiento y cambiando la dirección. La ola se tuerce o refracta en forma aproximadamente paralela a la playa.

El material erosionado parcialmente, se mueve en la dirección de la pendiente, acumulándose en las partes más bajas de la playa por debajo del nivel de agua para ser nuevamente erosionada por la ola siguiente.

Cuando sobre la playa hay una estructura, la turbulencia es mayor y se puede generar una mayor erosión junto a la cara de la estructura hacia el lado del mar. Las estructuras naturales o artificiales debilitan el ataque en proporción al número de veces que las olas rompen y se modifican. El ataque es también una función de la dirección. Si el frente de la ola no es paralelo a la playa, el rompimiento se inicia antes, en una parte de la ola y se retarda en otra. El frente de la ola es refractado y se reduce su oblicuidad. El movimiento de la ola termina cuando la energía cinética ha sido disipada o convertida en energía potencial a lo largo de la playa. Después el agua baja por gravedad, formando una reflexión.

Transporte litoral

En este proceso las partículas de arena son erosionadas y transportadas a otro sitio de la playa en un proceso conocido como transporte litoral, el cual se efectúa principalmente siguiendo dos procesos:

a. La ola ascendente transporta sedimentos sobre la playa en dirección diagonal de acuerdo a la dirección de la ola. Los granos de sedimentos después de ascender descienden por la línea de mayor pendiente. Este movimiento en forma de dientes de sierra, hace que los granos vayan moviéndose a lo largo de la orilla (Mitchell, 2001).
b. Debido al rompimiento de la ola los sedimentos en la zona rompiente se mueven también

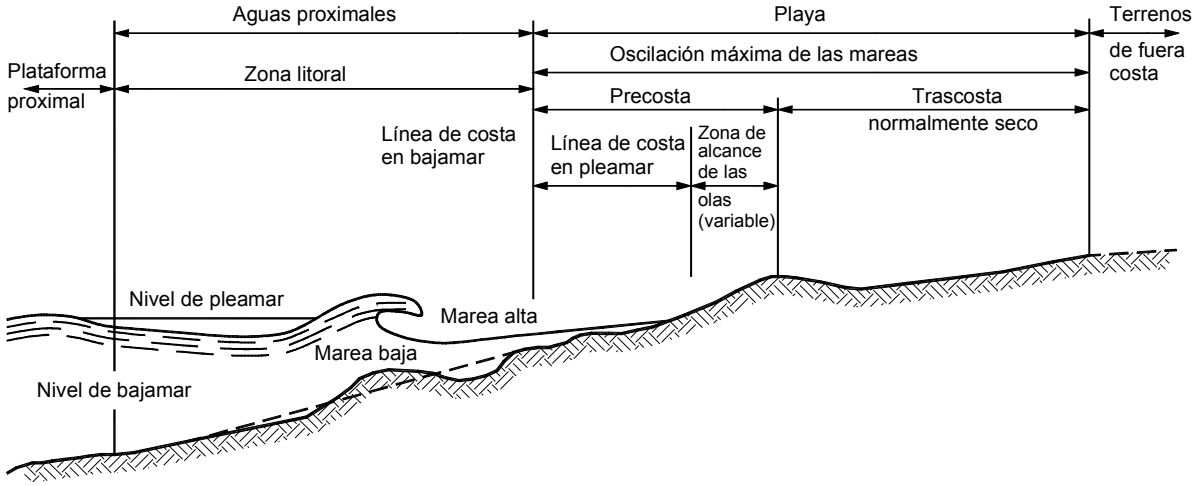


FIGURA 14.2 Rasgos característicos de la sección de una playa.

FOTOGRAFÍA 14.1 Estructuras de protección de playas.

FOTOGRAFÍA 14.2 Espigón de geotubo relleno de arena.

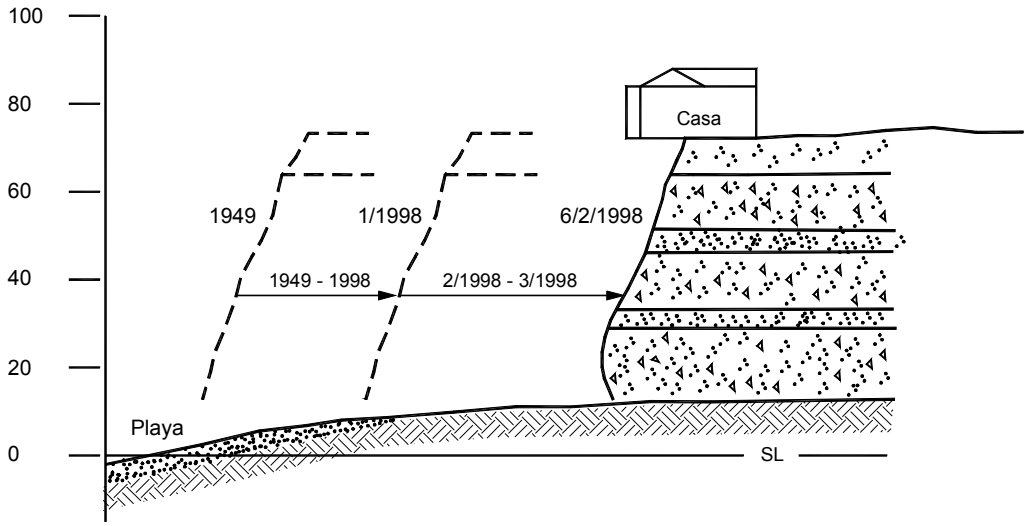


FIGURA 14.3 Erosión en farallones junto al mar.

lateralmente por acción de una corriente longitudinal que se produce a todo lo largo de la playa.

La cuantificación del transporte litoral puede hacerse por medición directa mediante un espigón de prueba o mediante trazadores fluorescentes. En la Figura 14.2 las partículas se mueven siguiendo la ruta C E F. La interpretación y predicción de este movimiento es esencial para el diseño de estructuras de protección. La orientación de los frentes de olas no es constante. Los cambios de dirección en ocasiones pueden variar el sentido de la deriva litoral.

Las olas no necesitan que sean altas para que sean erosivas. Olas pequeñas pero persistentes erosionan la playa de un lago. En lagos grandes las olas causadas por el viento llegan a la playa sin formar frentes paralelos, en forma desordenada que son extremadamente destructivas por su variedad de ángulos de ataque. Las olas de golpeo producidas por los motores de embarcaciones son extraordinariamente poderosas en las riberas de los ríos. En áreas de circulación de botes el diseño de la protección está determinado por el ataque del olaje de estas embarcaciones.

Erosión en los farallones marinos

Los farallones son taludes de alta pendiente o riscos en el borde del mar. Estos farallones están expuestos a la erosión, tanto del oleaje como de las corrientes que fluyen hacia el mar.

Las principales causas de la erosión son (Snell y otros, 2000):

1. Abrasión del pié de los farallones por la acción de las olas.
2. Reducción de las zonas de playa.
3. Infiltración en la cabecera de los farallones y erosión al aflorar las corrientes de agua generadas.
4. Erosión interna por corrientes subterráneas hacia arriba del talud, producidas por el oleaje.
5. Erosión superficial por flujo de agua.
6. Erosión por el viento.
7. Inestabilidad geotécnica.

Esta erosión produce un desplazamiento de la superficie del farallón o borde del mar hacia la tierra (Figura 14.3). Este avance puede ser de varios metros en un año.

14.2 NIVELES DE AGUA DEL MAR

Para el diseño de estructuras eficientes para la estabilización de las playas, se requiere determinar los posibles niveles de agua del mar en el sitio del proyecto. Los niveles de agua permiten determinar donde van a actuar las fuerzas de las olas sobre las estructuras y donde se pueden producir acciones de erosión. La mayoría de estructuras abarcan perfiles largos dentro de la zona de oleaje y sus condiciones críticas varían de acuerdo al nivel de agua en cada momento específico. En niveles de marea alta las olas

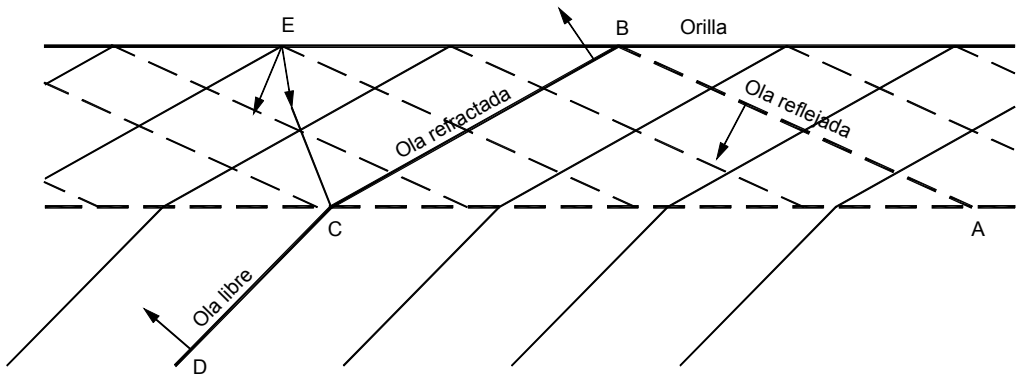


FIGURA 14.4 Olas refractada y reflejada.

atacan principalmente la parte de la estructura más cercana a la tierra y en marea baja atacan la parte de la estructura más dentro del mar y generalmente hay un determinado nivel de agua, al cual la estructura está sometida a mayor acción de las olas.

La estabilidad de una estructura depende del nivel al cual rompan las olas en un determinado momento, y el nivel donde rompen las olas depende de la altura y periodo de la ola, de la profundidad del agua y de la pendiente del terreno. El comportamiento de una estructura rompeolas es diferente en aguas altas que en aguas bajas. En marea alta el rompeolas se encuentra mucho más lejos de la orilla y puede ocurrir el sobrepaso de las olas por encima de la estructura. Los niveles de agua varían con las mareas de origen astronómico, con las tormentas, los vientos y otros fenómenos hidrológicos. Los niveles del agua del mar pueden analizarse por períodos de retorno.

Las mareas

La marea es la oscilación periódica del nivel de agua. Las mareas están relacionadas con las fuerzas de atracción del sol, la luna y la tierra y por la rotación de la tierra. Mientras estos grandes cuerpos giran, ejercen fuerzas gravitacionales entre ellos y por acción de estas fuerzas se deforma la capa de agua que cubre la tierra. Las mareas son periódicas en períodos de 24 horas con algunas desigualdades, debidas al efecto de los tres factores (sol, luna y giro de tierra) en forma combinada (Figura 14.5).

Por ejemplo en la luna nueva y llena, el sol, la luna y la tierra se encuentran alineados, provocando más altos niveles de agua que el promedio, mientras en el cuarto creciente y menguante son más bajos los niveles de agua.

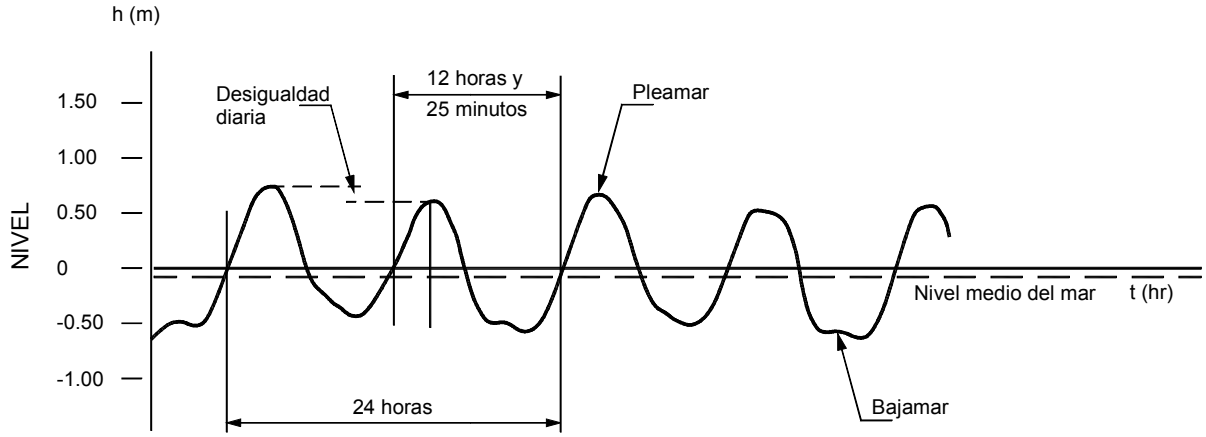


FIGURA 14.5 Onda de marea.

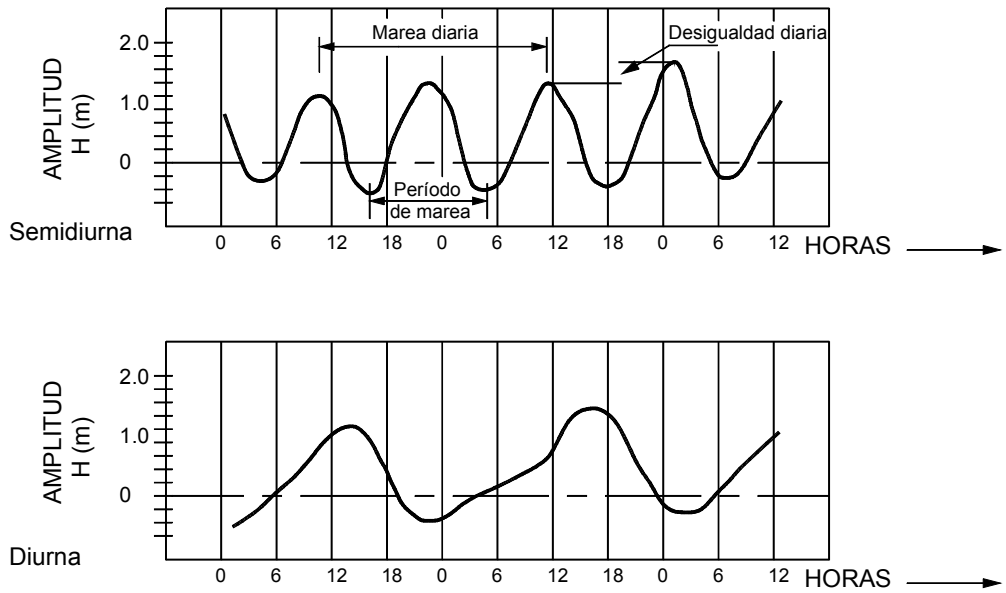


FIGURA 14.6 Tipos de mareas.

Las mareas pueden ser de los siguientes tipos (Figura 14.6):

1) Diurna

Un pleamar y un bajamar por ciclo. En un período de 24 horas y 50 minutos en promedio.

2) Marea viva

Es la máxima amplitud que alcanza la marea en el mes, la cual ocurre algún tiempo después de aparecida la luna llena o nueva.

3) Marea nueva

Es la amplitud que ocurre algún tiempo después de aparecidos los cuartos crecientes y menguantes.

4) Marea equinoccial:

Es la máxima amplitud de la marea durante todo el año como pendiente de la atracción del sistema de astros.

5) Marea de tormenta:

El nivel de agua por encima o por debajo del nivel de corriente debido a la acción del viento de una tormenta.

6) Marea hidráulica:

Es el efecto de la marea en propagarse por un estrecho o un golfo.

La elevación y descenso periódico del nivel de agua genera movimientos llamados «Corrientes de Marea», los cuales son periódicos.

Estas corrientes no es posible calcularlas por expresiones analíticas y se utiliza su medición directa.

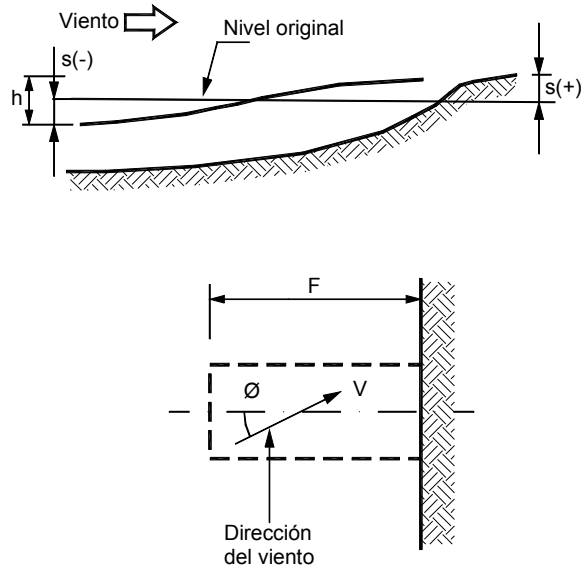


FIGURA 14.7 Sobre-elevación por el viento.

14.3 CARACTERIZACIÓN DE LAS OLAS

La información de las características de las olas se requiere para el diseño tanto estructural como funcional de los proyectos de estabilización de orillas. La información requerida para el diseño funcional es diferente de la que se necesita para el diseño estructural. Para diseño estructural generalmente se requiere la altura máxima de ola para períodos de retorno de 50 o 100 años, debido a que las olas más altas generalmente resultan en condiciones críticas de diseño.

Para el diseño de espigones las estadísticas de altura de ola y niveles de agua se necesitan para determinar el nivel de acción de las olas a lo largo del espigón. Por estar muy cerca a la playa la altura de las olas depende del nivel del agua, el período de la ola y la pendiente del fondo del mar.

Para el diseño funcional de las obras se requiere un record más completo sobre el sistema de oleaje porque los sedimentos se mueven, aún con olas relativamente pequeñas. Las series con el tiempo de altura de ola, periodo y dirección se requieren para estimar la cantidad de sedimentos que se transportan a lo largo de la orilla.

La dirección principal de la ola va a determinar la orientación de la orilla de la playa. La orilla trata de orientarse en forma paralela a las olas. Cuando la dirección de las olas cambia, la orilla trata de cambiar si las condiciones de cambio de dirección de la ola persisten. Estos cambios son muy visibles en grupos de espigones, la cantidad de arena en los compartimentos se orienta en la dirección del oleaje.

14.3.1 MOVIMIENTO DE LAS OLAS

En el movimiento de las olas deben extenderse los fenómenos de refracción, difracción y reflexión.

1. Refracción

Al disminuir la profundidad del agua el fondo empieza a afectar el movimiento de las partículas por efectos de fricción, lo cual produce una reducción en la velocidad de propagación y en la longitud de onda, de tal forma que la cresta se deforma tendiendo a hacerse paralela a las líneas batimétricas sobre las que se propaga. Además de la refracción causada por el fondo, las olas pueden refractarse por corrientes o por otro fenómeno que provoque que una parte de la ola se desplace más rápidamente que otra (Figuras 14.9 y 14.10).

2. Difracción

Se produce cuando el oleaje es interrumpido por un obstáculo que impide su paso a la parte posterior del mismo. Los obstáculos pueden ser naturales (Islas) o artificiales (Rompeolas).

Las ondas se curvan a su alrededor presentándose una expansión lateral. El límite de esta expansión es una recta tangente al morro que forma un ángulo de 57° 31' (según Wiegel).

El coeficiente de difracción Kd es la relación que existe entre la altura de la ola difractada HM y la altura de la ola incidente.

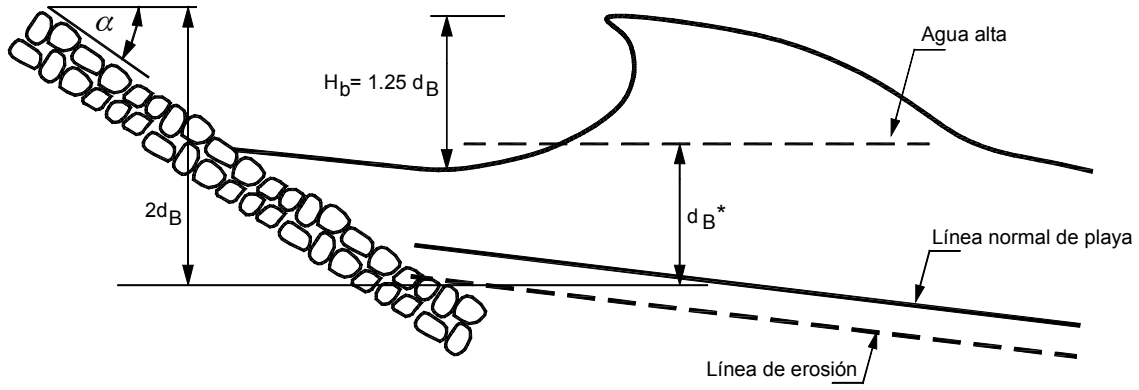
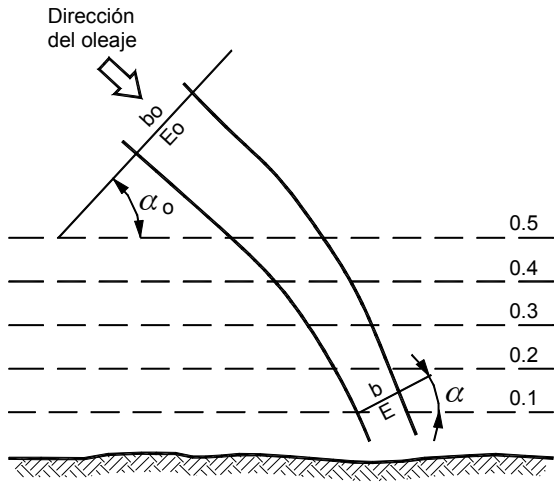


FIGURA 14.8 Olas de diseño.



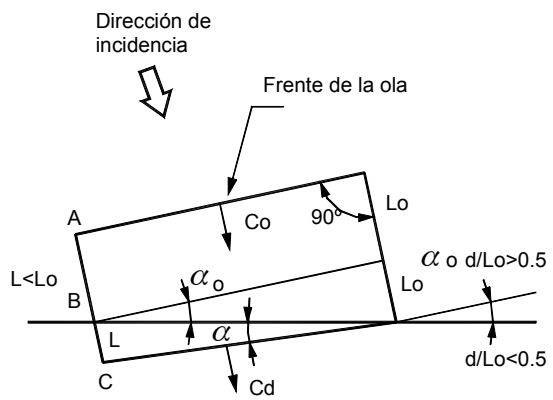


FIGURA 14.9 Fenómeno de refracción.

$$Kd = \frac{HM}{Hi}$$

3. Reflexión

Si el oleaje incide sobre una playa o estructura, tiende a reflejarse. Cuando el frente de ola es paralelo al obstáculo y además éste es vertical, plano y con rugosidad despreciables se produce reflexión perfecta, formándose un fenómeno de ondas estacionarias. Las estructuras reflejantes pueden ser peligrosas por que se puede producir el fenómeno de «resonancia». Cuando el oleaje no incide normalmente sobre un obstáculo será reflejado con un ángulo igual al de incidencia.

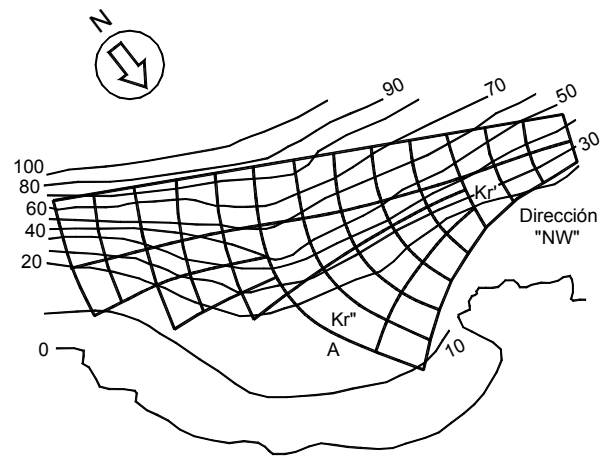


FIGURA 14.10 Diagrama de refracción.

Disponibilidad de arena

La construcción de estructuras en la playa no aumenta físicamente la cantidad de arena de la playa, sino que redistribuye la arena existente. La acumulación de arena en un sitio de la playa necesariamente produce erosión en otras áreas de playa. . Por esta razón es que se requiere además de la construcción de obras, el suministro de arena para compensar los desequilibrios causados por la construcción de las obras.

Suministro periódico de arena (Beach Nourishment)

El suministro periódico de arena adicional permite a la playa acomodarse a los procesos dinámicos. Este suministro se puede realizar mediante dragado del fondo del mar lejos de la playa o mediante el transporte de arena de otro sitios.

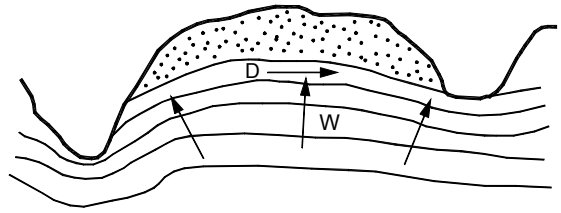


FIGURA 14.11 Playas inducidas por las olas y derivas.

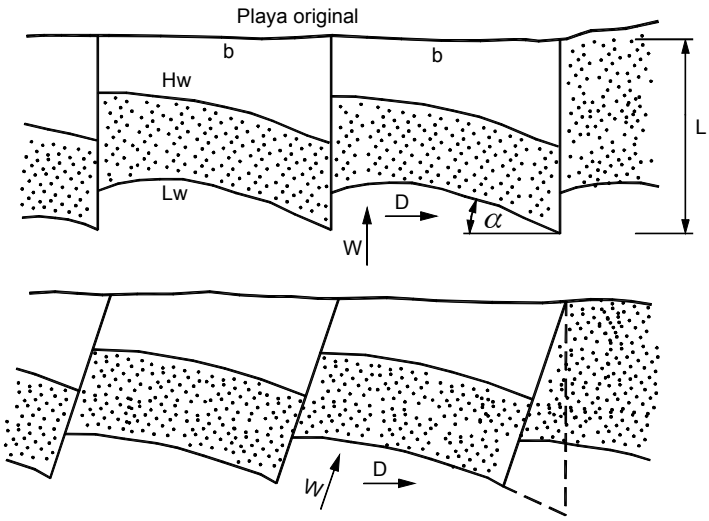


FIGURA 14.12 Playas formadas por espigones.

El movimiento de arena paralelo a la orilla es el proceso más importante de movimiento de sedimentos. La rata de transporte Q es una medida de la cantidad de arena que se mueve por acción de las olas oblicuas. Esta rata de transporte se necesita para determinar la cantidad de arena disponible para llenar los espacios entre estructuras y determinar cuanta arena adicional se requiere colocar en forma artificial.

Existe mucha controversia sobre la bondad del suministro de arena (Mitchell, 2001), especialmente por el gran costo y porque en ocasiones la erosión rápidamente se lleva la arena colocada.

14.4 ESTRUCTURAS PARA EL CONTROL DE LA EROSIÓN MARINA

14.4.1 MUROS RIGIDOS

Los muros de concreto, piedra o pilotes, se han utilizado desde hace muchos años como una forma de controlar la erosión por acción del oleaje; Sin embargo, existen criterios encontrados sobre su bondad. Aunque no se puede negar que el revestimiento de estructuras rígidas efectivamente evita la erosión del suelo detrás del muro, se argumenta que al impedir la erosión se aumenta la erosión en zonas adyacentes, por reflección de las olas, o por la acumulación de arena que de otras formas se trasladaría a otros sitios de la playa. En algunos estados de los Estados Unidos (Maine, North Carolina, South Carolina, Oregón y Rhode Island) (Karpersen, 2001) los muros junto a la playa se encuentran prohibidos y su uso muy restringido.

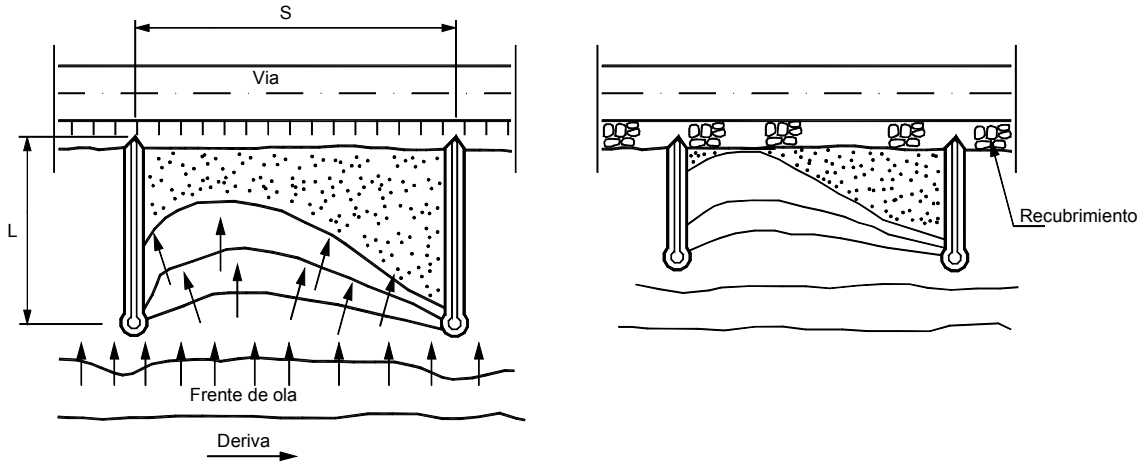
14.4.2 ESPIGONES MARINOS

Los espigones son las estructuras más comunes para manejo de playas. Estos se construyen generalmente normales a la orilla para impedir el transito normal de la arena a lo largo de la playa. El objetivo principal de los espigones es estabilizar la playa contra la erosión producida por el movimiento de arena paralelamente a la orilla. Las corrientes paralelas a la orilla inducidas por las olas acumulan arena a un lado del espigón.

La presencia del espigón modifica la dirección de las corrientes y no permite el paso de arena hacia el otro lado de la estructura, con la consiguiente reducción de disponibilidad de arena en la playa al otro lado del espigón, causando en ocasiones problemas delicados de erosión.

FOTOGRAFÍA 14.3 Espigones en piedra (Bocagrande - Cartagena).

FOTOGRAFÍA 14.4 Rompeolas y formación de un tómbolo.



Espigones largos sin revestimiento

Espigones cortos con revestimiento

FIGURA 14.13 Espigones típicos.

Colocando arena adicional, los espigones sirven para estabilizar la playa sosteniendo en el sitio la arena colocada. El espigón de mar actúa como una entrada de tierra artificial produciendo fenómenos de difracción y refracción de las olas y la formación de una serie de playas artificiales entre espigones. Las playas así formadas producen un avance hacia el mar y puede ser necesario seguir prolongando los espigones para lograr un efecto de avance acumulativo de la playa. El avance depende del espaciamiento entre espigones, el volumen de deriva litoral, la pendiente del mar y las características del oleaje.

Generalmente los espigones son estructuras rectas pero algunas veces se construyen curvos, o en forma de T. Un espigon en forma de T actúa además como rompeolas. Los espigones son estructuras relativamente delgadas normales a la orilla.

El diseño de los espigones incluye su localización en planta y la definición de su longitud, espaciamiento, altura, perfil, espaciamiento, tipo y materiales de construcción, permeabilidad entre otros parámetros.

Diseño funcional de los espigones

El U.S. Army Corps of Engineers divide el diseño en dos partes, la primera es el diseño funcional de los espigones y la segunda el diseño estructural.

El diseño funcional se refiere a determinar si los espigones son una solución aceptable para resolver el problema de erosión objeto del proyecto. Esto incluye determinar los límites del área de proyecto como la localización y dimensiones del sistema de espigones para cumplir con los objetivos del proyecto, que generalmente es el proveer un área de protección o de playa recreacional con unas dimensiones especificadas.

Se deben tener en cuenta las condiciones de la playa antes del proyecto, estimando el efecto de la construcción de los espigones y determinando si la cantidad de arena disponible es suficiente para mantener las dimensiones de playa deseada o si se requiere suplementarla con arena adicional. La frecuencia de ese complemento de arena también debe ser establecido.

Se debe considerar la utilización de espigones, si las pérdidas de sedimento en el área de playa analizada son mayores que la cantidad de arena que entra.

Los espigones pueden retener la arena dentro del área de proyecto y reducir las pérdidas. Estos cambios pueden ser temporales o permanentes dependiendo del tipo de espigón, sus dimensiones, su permeabilidad a la arena, y las posibilidades de arena adicional.

Los espigones permeables permiten el paso de sedimentos a través de la estructura mientras los espigones impermeables no permiten el paso de arena. La mayoría de los espigones son impermeables.

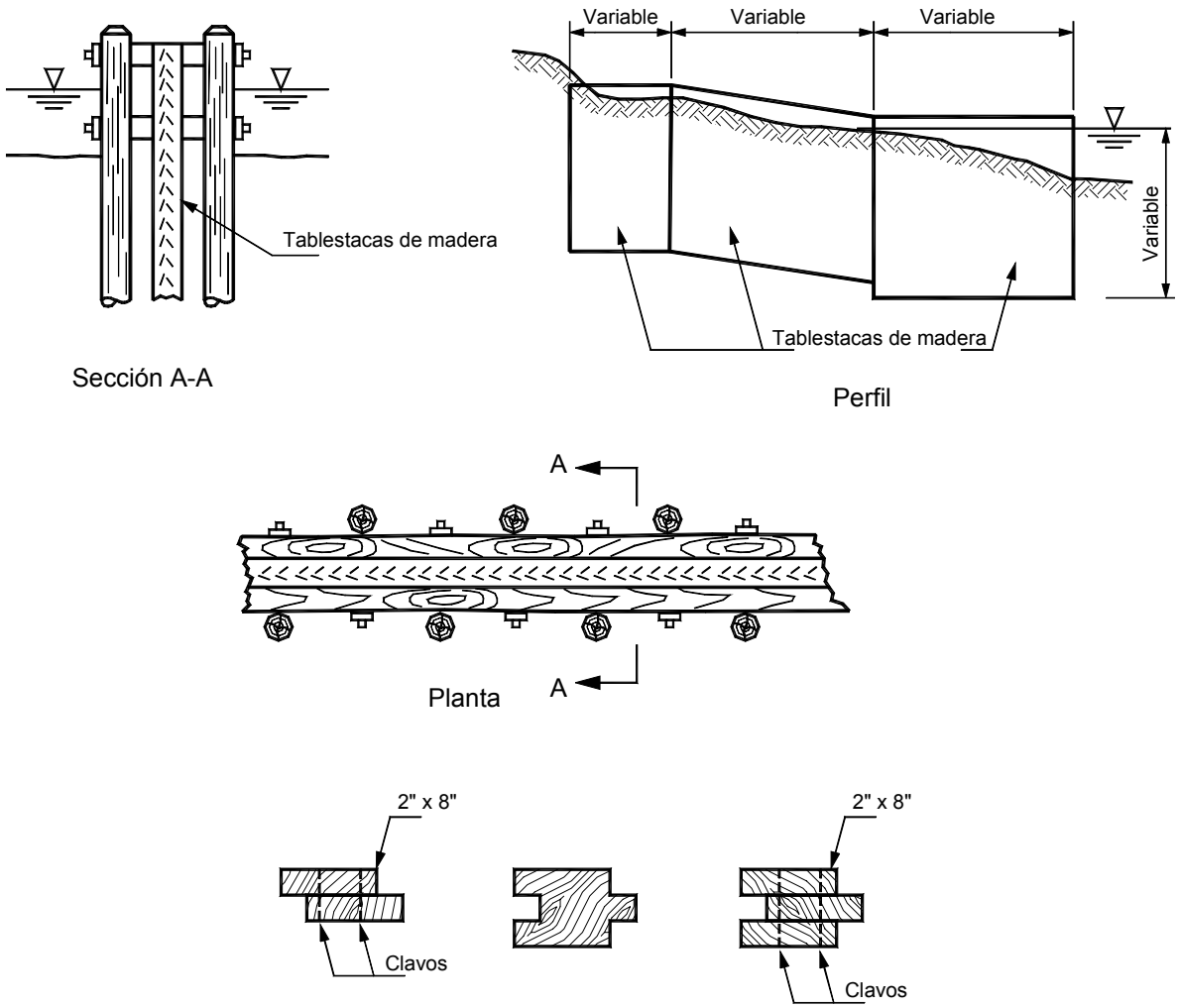


Figura 14.14 Esquema de espigón marino en pilotes de madera.

Longitud de los espigones

Los espigones trabajan interrumpiendo el transporte de arena a lo largo de la orilla. La mayor parte de este transporte ocurre en la zona de rompimiento de las olas. Por lo tanto, la longitud de los espigones debe establecerse basada en la zona esperada de rompimiento de olas, con la línea de playa colocada en su nueva posición.

Los espigones pueden clasificarse como cortos o largos dependiendo de hasta donde atraviesan la zona de rompimiento de oleaje. Si los espigones atraviesan la totalidad de la zona de rompimiento de las olas, se consideran largos, pero si solo se extienden parte de la zona de rompimiento, se consideran cortos. Sin embargo, en periodos de olas bajas, un espigón puede funcionar como largo y durante las tormentas funcionar como corto.

Los espigones cortos están diseñados para permitir el paso de ciertas cantidades de arena.

Altura y perfil de la cresta

La selección de la altura del espigón debe tener en cuenta la optimización de las cantidades de obra de la construcción y su eficiencia para controlar el movimiento de arena.

Los espigones también pueden clasificarse como altos o bajos, dependiendo de su altitud con referencia a los niveles normales de la playa. Los espigones altos tienen crestas por encima del nivel normal de marea alta. Generalmente, no se transportan sedimentos por encima de un espigón alto. Los espigones bajos tienen elevación de cresta por debajo del nivel normal de la marea alta y se puede transportar algo de sedimentos sobre el espigón en la cara de la playa.

Generalmente el perfil de un espigón tiene tres secciones diferentes:

Una zona alta junto a la playa con una cresta horizontal a la elevación requerida, de acuerdo a la altura de las olas. Una zona inclinada que conecta la zona de playa con la punta del espigón que tiene generalmente la pendiente de la playa y una parte inferior de menor pendiente dentro del mar. Sin embargo, la mayoría de los espigones se construyen con una pendiente constante a todo lo largo de su longitud.

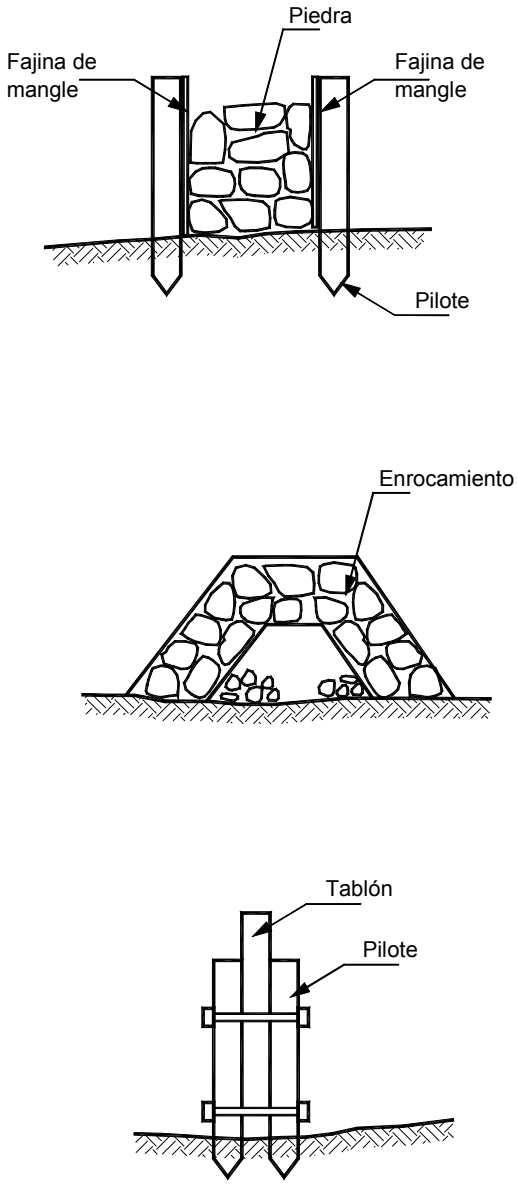


FIGURA 14.15 Materiales para espigones.

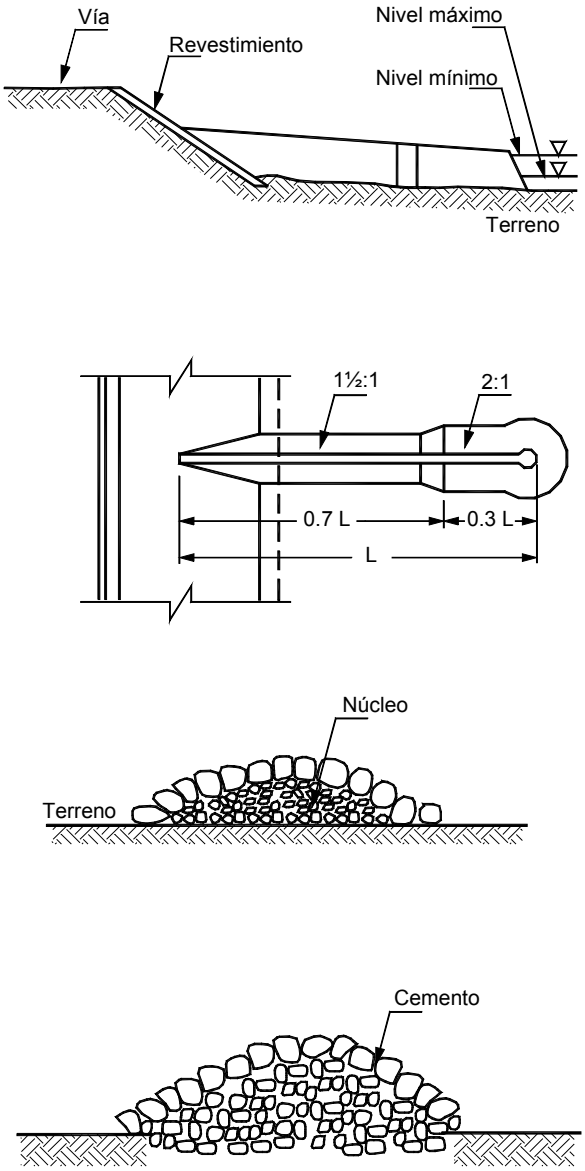


FIGURA 14.16 Espigón típico utilizado por el departamento de Carreteras de California.

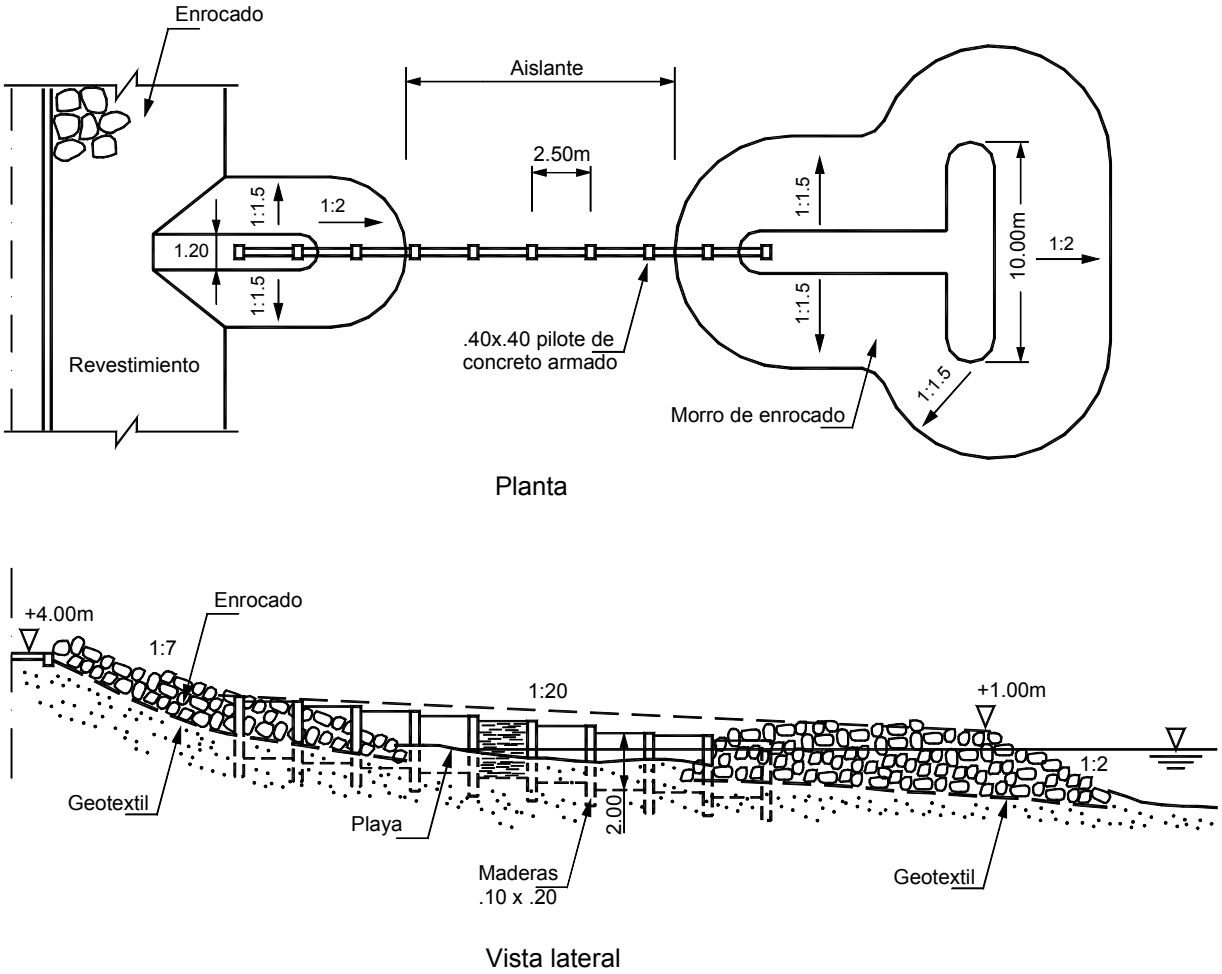


FIGURA 14.17 Diseño típico de un espigón en T.

Espaciamiento de los espigones

El espaciamiento de los espigones a lo largo de la orilla generalmente, depende de la longitud de los espigones individuales. La distancia entre espigones es comúnmente 1.5 a 2 veces la longitud de un espigón, tomando como longitud la distancia de espigón dentro del mar. Cuando la dirección de las olas es muy paralela a la playa se pueden utilizar espaciamientos grandes pero cuando el grado de incidencia es grande, se requiere un menor espacio entre espigones. Para una dirección determinada de dirección de la ola, el espaciamiento óptimo puede ser determinado, redistribuyendo la arena dentro de cada compartimiento, en tal forma que línea de orilla sea paralela a la de la ola. Cálculos similares se pueden desarrollar para diferentes direcciones de las olas y encontrar el espaciamiento que se acomode mejor a las fluctuaciones debidas a cambios estacionales de dirección de las olas.

Inicialmente se pueden colocar series de espigones normales a la playa a un espaciamiento igual a su longitud, y a medida que se evalúa su efecto se cambia la dirección o se colocan adicionales.

A ambos extremos de la zona estabilizada con espigones se recomienda la construcción de un sistema transicional de espigones.

La longitud de los espigones en la zona de transición se va disminuyendo gradualmente y en esta forma se evita la formación de puntos de erosión acelerada en el extremo de los sistemas de espigones.

Criterios generales para el diseño de espigones

En el diseño de espigones se recomienda adicionalmente tener en cuenta los siguientes criterios:

a. Si el oleaje dominante forma un ángulo con respecto a la playa se recomienda colocar los espigones normalmente al oleaje para evitar erosión por turbulencia en la punta del espigón. Si no existe dirección predominante se colocan generalmente normales a la costa.
b. Los espigones deben tener una altura constante con respecto al fondo de playa, evitando los muros altos que producen erosiones fuertes y en algunos casos la destrucción del espigón. En la punta del espigón se disminuye la altura para evitar turbulencias.
c. A medida que progresa la sedimentación la altura del espigón puede ajustarse aumentándola para conseguir efectos acumulativos.
d. Los elementos deben ser lo suficientemente grandes para resistir las características del oleaje, siguiendo el criterio que se menciona más adelante para los rompeolas.
e. El ancho de la corona del espigón debe ser al menos 1.5 veces el diámetro de las piedras más grandes y suficiente para el paso del equipo de mantenimiento.
f. Los taludes laterales generalmente son de 1.5H : 1V o 2H : 1V.

Espigones sumergidos alejados de la playa

La nueva tecnología de espigones completamente sumergidos permite la alimentación de arena por modificación de la dinámica de las corrientes en el fondo del mar. Su efecto es la disminución de la reflexión de las olas y la turbulencia junto a la orilla. Al volverse las aguas más calmadas se facilita la sedimentación. Estas estructuras normales a la playa ayudan a la acumulación de arena y disminuyen la erosión. Su utilización es relativamente nueva y no existe certeza de su eficiencia.

Su longitud puede alcanzar distancias hasta de 100 metros desde la orilla. Para su construcción se pueden utilizar elementos sueltos o tubos de geotextil rellenos de concreto.

14.4.3 ROMPEOLAS

Los rompeolas son obstrucciones que se construyen alejadas de la playa paralelas a la orilla, y cuyo objeto es el de amortiguar o impedir el paso del oleaje. Las fuerzas que se consideran en la estabilidad de un rompeolas son las debidas al oleaje, al peso propio y a la fricción de base (Figura 14.18).

Los rompeolas son estructuras individuales o espaciadas construidas paralelamente a la playa con el objetivo de disminuir la fuerza de las olas que lleguen a la playa.

Los rompeolas pueden cumplir las siguientes funciones:

- Retener la arena de la playa.
- Reducir la altura de las olas.

Las olas al pasar por el espacio entre los rompeolas se difractan reduciendo su energía (IECA, 2001). Esta protección facilita la acumulación de arena entre las estructuras y la playa.. El resultado es una playa con una serie de salientes hacia el mar localizados frente a los rompeolas. La efectividad de un sistema de

TABLA 14.1 Ventajas y Desventajas de los Espigones (U. S. Army Corps of Engineers).

Ventajas	Desventajas
1. Los espigones son efectivos para controlar la erosión debida al transporte de sedimentos a lo largo de la orilla. 2. Se tiene mucha información sobre el comportamiento de los espigones en variadas condiciones ambientales. 3. Los espigones se construyen desde la playa hacia el mar, siendo relativamente económica su construcción. 4. Los espigones no cambian las condiciones de la zona de rompimiento de las olas. La altura de las olas después de construidos los espigones prácticamente no cambia. 5. Los espigones pueden construirse con muchos tipos de materiales diferentes (piedra, pilotes, tablestacas, gaviones, bolsacreto, etc.) 6. Los espigones permiten ajustar sus dimensiones después de construidos para ajustarlos a los efectos generados.	1. Los espigones no son efectivos para impedir la perdida de arena hacia el fondo del mar. 2. En los espigones se generan corrientes fuertes de agua a lo largo de sus flancos produciéndose perdida de arena hacia el fondo del mar. 3. Los espigones pueden generar erosión en las playas vecinas al impedir el paso de sedimentos a lo largo de la orilla. 4. No existe claridad sobre la filosofía del diseño. Si deben ser largos o cortos, altos o bajos, permeables o impermeables.

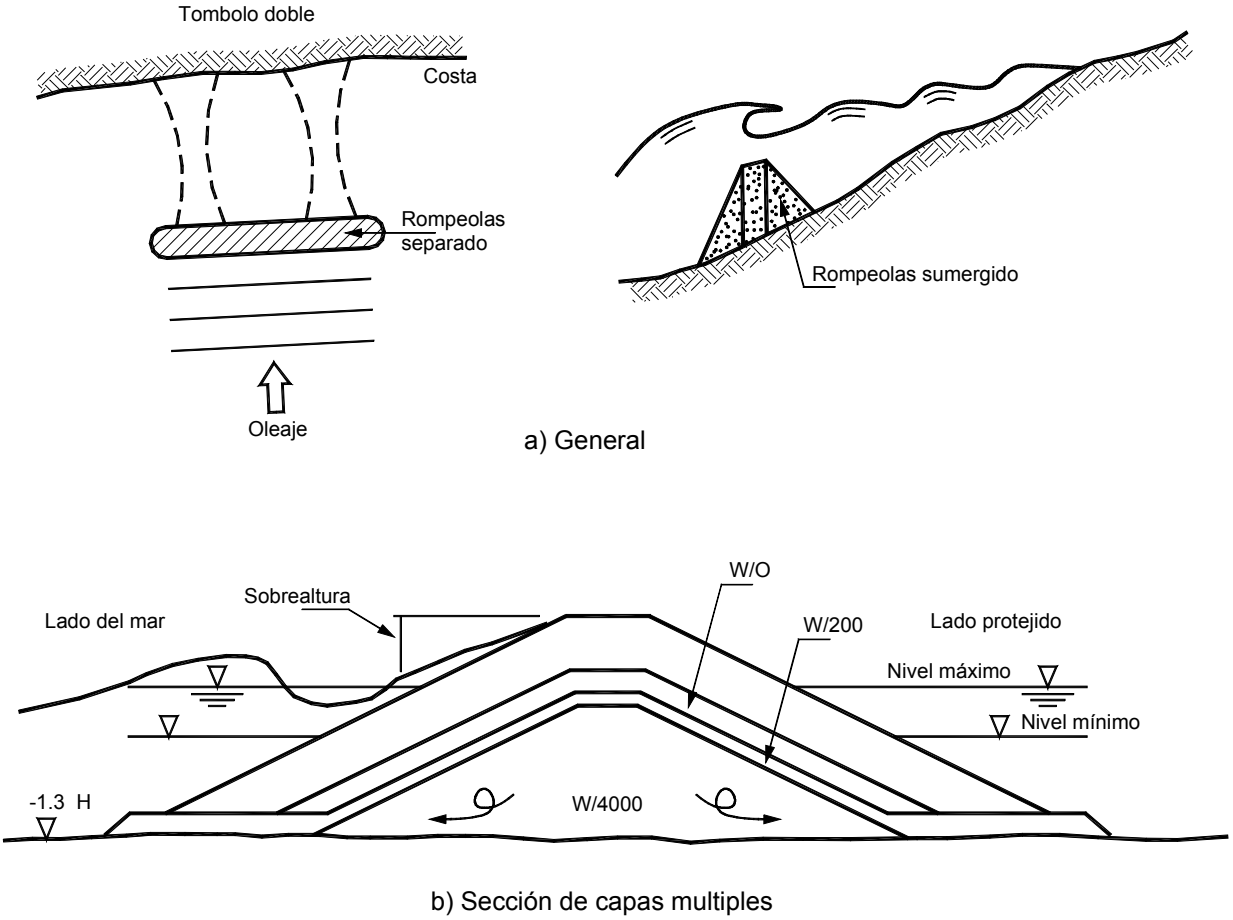


FIGURA 14.18 Diagramas generales de rompeolas.

rompeolas depende del nivel de protección y de la longitud de playa que protejan. Sus factores más importantes son su altura, longitud, separación de la orilla y características de transmisión de la ola. En un sistema de rompeolas la distancia entre segmentos, la longitud de los segmentos y la distancia a la orilla juegan un papel muy importante. Generalmente, un solo rompeolas tiene muy poco efecto sobre la playa a menos que sea de gran longitud, y se acostumbra construir un sistema de varios rompeolas espaciados.

Si el rompeolas se construye de gran longitud con respecto a la longitud de las olas y muy cerca de la orilla, se produce gran acumulación de arena entre el rompeolas y la playa formándose un tómbolo, el cual conecta la orilla con el rompeolas. El tómbolo va a impedir el transporte de arena a lo largo de la orilla, generándose procesos de erosión.

Si el rompeolas es corto y se encuentra muy alejado de la orilla se puede formar un saliente en la playa. El saliente controla pero no impide el transporte de arena. La forma definitiva de la orilla después de construidos los rompeolas depende de la geometría y localización longitud y espaciamiento de los rompeolas, la dirección longitud y altura de las olas, y la cantidad de arena disponible.

Los rompeolas pueden construirse acumulando rocas de gran tamaño, bolsacreto, tubos de geotextil rellenos, pilotes hincados, tablestacas formando cofres, o bloques prefabricados de concreto.

La altura de los rompeolas determina la energía de ola disipada. Un rompeolas bajo puede impedir la formación de un tómbolo, y un rompeolas alto facilita la acumulación excesiva de arena y formación de tómbolos.

TABLA 14.2 Ventajas y desventajas de los rompeolas (U.S. Army Corps of Engineers).

Ventajas	Desventajas
1. Los Rompeolas son efectivos para controlar tanto la erosión por transporte a lo largo de la orilla, como el transporte de arena hacia el fondo del mar. 2.Los rompeolas son muy efectivos para estabilizar líneas de playa y proteger estructuras junto a la orilla. 3. Los rompeolas pueden diseñarse sumergidos para que no afecten el paisaje. 4. Los rompeolas pueden diseñarse permitiendo el paso de arena y controlar la rata de paso de sedimentos. 5. Pueden construirse de piedra, bloques y materiales relativamente económicos. 6. Pueden diseñarse para airear y mejorar la calidad del agua junto a la orilla. 7. Existe mucha experiencia en el uso de rompeolas. 8. Los rompeolas reducen en forma significativa la altura de las olas junto a la playa.	1. Pueden ser costosos porque se requiere construirlos en la mitad del mar. 2. Afectan significativamente las características de la zona de rompimiento de las olas y pueden restringir la practica de algunos deportes como surfing, y baño en la vecindad de las estructuras. 3. Constituyen un peligro serio para la navegación. 4. Constituyen un peligro para los nadadores. 5. Pueden disminuir la calidad del agua si dificultan la circulación de agua entre las estructuras y la playa. 6. Los rompeolas pueden conectarse con la playa formando depósitos de arena conocidos como "tómbolos", los cuales afectan el comportamiento de la orilla y pueden generar problemas de erosión.

La separación de las estructuras determina la modificación de circulación de las corrientes de agua. Entre mayor sea la separación se permite un mayor paso de las corrientes, facilitando un mejor transporte de arena a lo largo de la orilla.

Diseño de rompeolas

Para el diseño del sistema de rompeolas se utilizan los siguientes parámetros:

1. "Relación de exposición" E

E = longitud total de espacios / longitud total de rompeolas.

E varía comúnmente entre 0.25 y 0.66

2. Relación de distancias D

$$D = L / Y$$

Donde

L = Longitud del rompeolas y Y = Distancia a la playa

L / Y varía de 0.2 a 2.5

Si L / Y es mayor de 1.0 se pueden formar tómbolos.

Un ejemplo de rompeolas efectivo construido en la ciudad de Norfolk utilizó una serie de rompeolas a distancias entre 60 y 90 metros de la playa, de 60 metros de longitud cada rompeolas y con una altura

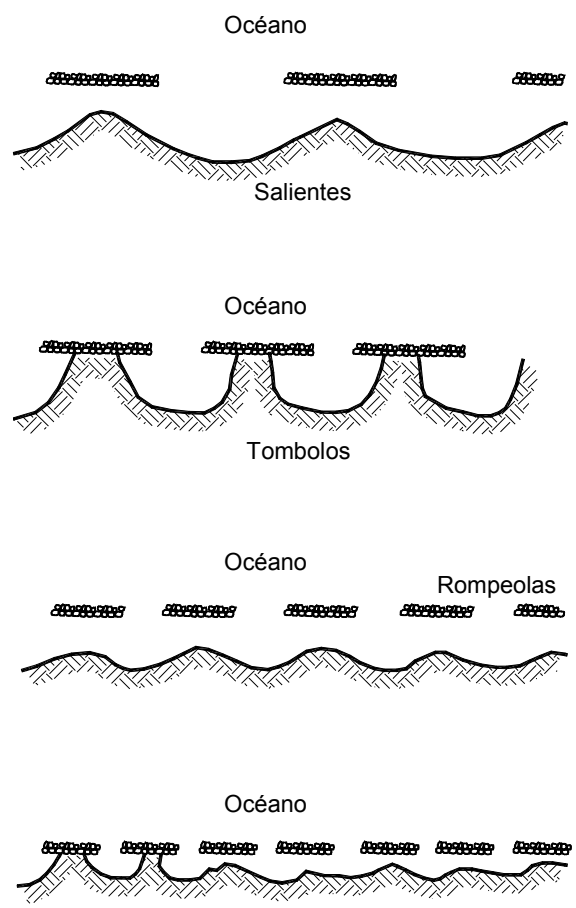


FIGURA 14.19 Espaciamientos y longitudes de rompeolas y su efecto sobre la playa (U.S. Army Corps of Engineers).

TABLA 14.3 Ventajas y desventajas de las estructuras enterradas.

Ventajas	Desventajas
1. Las estructuras enterradas son estéticamente más aceptables porque no son visibles. 2. Se reduce el nivel de acción de las olas sobre la playa. 3. Retardan la perdida de arena de la playa.	1. Por su poca altura pueden no ser suficientes para reducir la acción de las olas. 2. Puede no permitir la recuperación natural de la de la playa. 3. Son un riesgo para la navegación. 4. No hay mucha experiencia con este sistema. 5. Pueden ser costosas de construir. 6. Son difíciles de inspeccionar.

de 1.5 m por encima de la altura media de aguas bajas; diseñados para resistir una tormenta de 25 años de período de retorno (IECA, 2001).

Para el diseño de rompeolas se utilizan programas relativamente complicados de software.

Diques o rompeolas sumergidos

La construcción de estructuras sumergidas bajo el agua junto a la playa modifica el comportamiento de las corrientes junto a la playa y pueden ayudar a depositar arena. Estas estructuras funcionan en forma similar a los rompeolas, pero su efecto es generalmente de menor magnitud. Estos diques sumergidos actúan como barreras submarinas que impiden el movimiento de arena hacia el fondo del mar y hace que algunas olas rompan sobre la estructura. La cresta de las estructuras sumergidas es comúnmente continua y su altura esta por debajo de los niveles de marea baja.

Visualmente estas estructuras no afectan el paisaje, pero su principal inconveniente es que representan un peligro para la natación y la navegación. Cuando la playa es alimentada por arena del fondo del mar, las estructuras sumergidas impiden la alimentación de arena y generan procesos de erosión.

La principal diferencia entre los rompeolas y las estructuras enterradas es que los rompeolas actúan directamente sobre las olas y las estructuras enterradas actúan más sobre el transporte de arena.

14.4.4 REVESTIMIENTOS

Varios tipos de estructura se pueden construir paralelos a la orilla sobre la playa existente. Revestimientos, muros de mar, o estructuras normales a la orilla, ayudan a proteger las áreas detrás de ellas pero no representan protección alguna para el área entre el mar y las estructuras. Estos elementos encierran ciertas áreas, protegiéndolas pero impiden el funcionamiento natural normal de la playa.

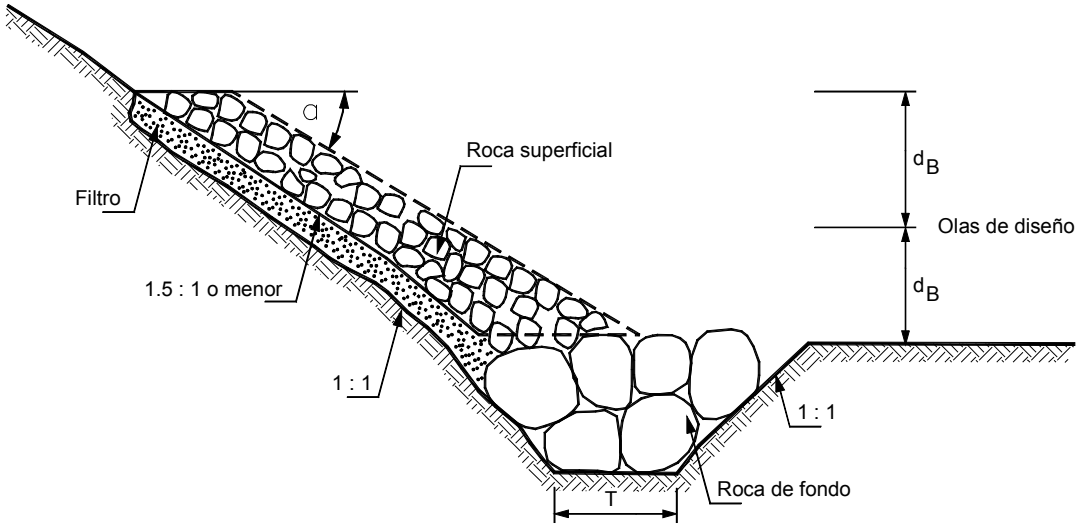


FIGURA 14.20 Enrocados.

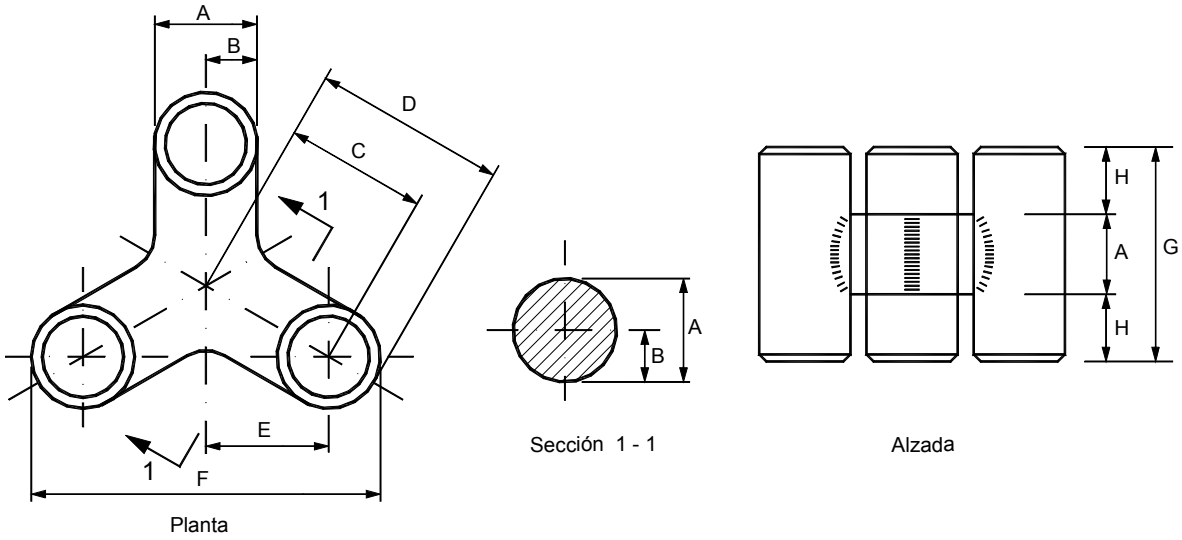


FIGURA 14.21 Tribar.

Materiales utilizados para revestimiento

Grandes tubos de geotextil llenos de arena

Un sistema de protección contra la erosión de las áreas arriba de la playa, consiste en la colocación de unas bolsas alargadas de gran tamaño manufacturadas con geotextil de alta resistencia, rellenas de arena o de piedra. Estos tubos deben resistir abrasión, desgarre y punzonamiento. Es común utilizar geotextiles de poliéster de alta resistencia (Gaffney, 2001). El tamaño de las bolsas de varios metros de ancho y de grandes longitudes las convierte en estructuras de gran peso que no son fácilmente removidas por las fuerzas del oleaje y su flexibilidad les permite adaptarse a la socavación (Gaffney, 2001).

Para su construcción se excava una zanja trapezoidal de gran tamaño, paralela a la playa dentro de la cual se extiende el tubo de geotextil y luego se rellena generalmente, con el mismo material de la excavación. Se utilizan tubos en diámetros hasta de 2. 2 metros y longitudes hasta 150 metros (Pamucku, 2001)

Los tubos de geotextil tienen una vida útil menor que otras estructuras, pero son generalmente mucho menos costosas, al utilizar arena de la playa como material básico.

Colchones de bloques articulados de concreto

Los colchones de bloques articulados de concreto son estructuras de gran área que resisten las fuerzas del oleaje y protegen las áreas arriba de la orilla de la

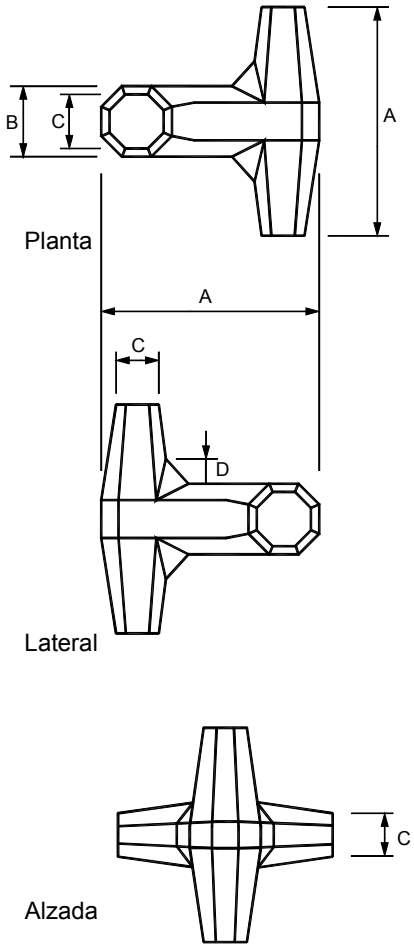


FIGURA 14.22 Dolo.

erosión marina. Estos colchones consisten en bloques prefabricados de concreto de altura entre 10 y 30 centímetros amarrados entre sí por medio de cables de poliéster. Estos colchones se colocan sobre una capa de piedra de aproximadamente 30 centímetros de espesor, la cual descansa sobre un geotextil de alta resistencia. La capa de piedra tiene por objeto ayudar al drenaje y garantizar una cimentación estable y uniforme para el colchón. El geotextil se ancla a un bloque o muerto alargado en la parte superior. Los vacíos entre los bloques del colchón articulado se rellenan de suelo y se puede sembrar vegetación nativa de la orilla marina (Murria, 2001).

En el diseño se debe analizar la estabilidad al deslizamiento de las diversas capas, una sobre la otra y la resistencia del geotextil. Además, se debe analizar la socavación en el pié del colchón y diseñar un sistema de protección.

Colchones preformados de concreto

Los colchones preformados son construidos por dos capas de geotextil, las cuales forman un colchón de celdas dentro de las cuales se inyecta mortero a presión. Su diseño de estabilidad es muy similar al de los bloques articulados.

Geoceldas llenas de concreto

Otro sistema utilizado para la protección de las áreas junto a la orilla son las geoceldas rellenas de concreto. Las geoceldas son construidas con cintas de

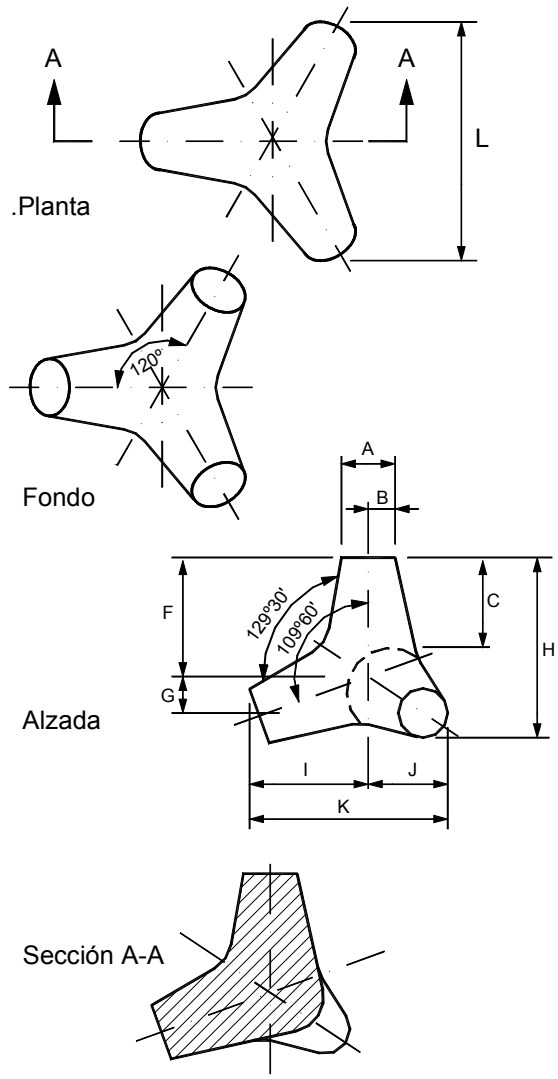


FIGURA 14.23 Tetrápodos.

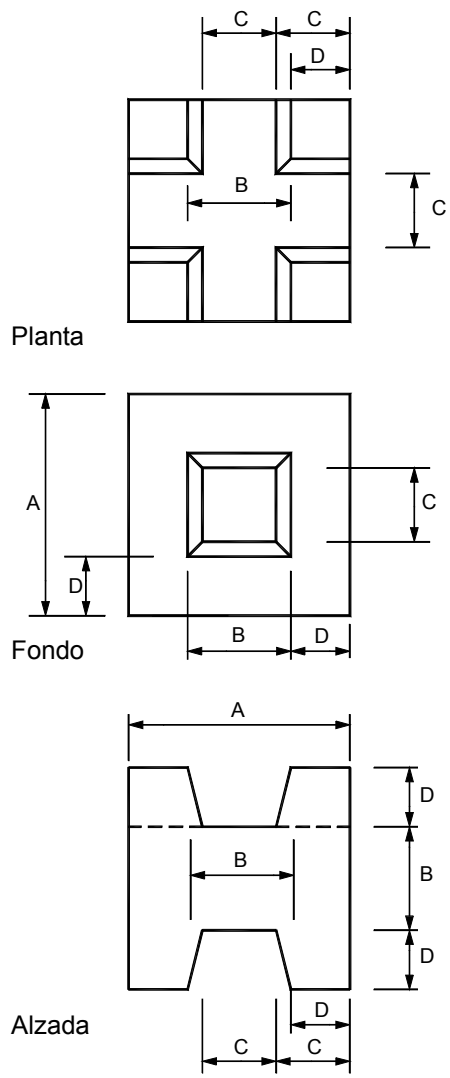


FIGURA 14.24 Cubo.

polietileno de alta densidad soldadas a intervalos regulares para formar un panel tridimesional en forma de canal. Adicionalmente a las geoceldas se le pueden incorporar tendones de refuerzo (IECA, 2001). Las geoceldas se colocan sobre un geotextil de filtro y material de adecuación para mejorar la capacidad de soporte de la playa, en forma similar a los colchones articulados y luego se rellenan de piedra o de concreto. Para los revestimientos marinos generalmente se utiliza concreto.

El diseño es muy similar al que se emplea para los bloques articulados.

Tubos diagonales de geotextil llenos de concreto

La utilización de revestimientos utilizando tubos de geotextil rellenos de concreto está aumentando en los últimos años. En este sistema tubos alargados llamados "Sausages" se colocan formando 45° con el eje de la ola rompiente, entrelazados diagonalmente en tal forma que actúan en forma muy eficiente para contrarrestar el arrastre por la fuerza de las olas.

Enrocados

La protección utilizando enrocados es tal vez la más antigua. Los enrocados son bloque de roca de gran tamaño, los cuales se colocan sobre mantos de geotextil cubriendo el área de orilla que se requiere proteger. El tamaño y calidad de la roca utilizada, el espesor del manto de enrocado y la pendiente son los factores a determinar en el diseño.

Elementos de concreto

Son bloques o elementos de concreto simple o armado cuya forma facilita el entrelace entre los elementos y permiten acumular fuerzas que resistan el embate del oleaje. De estos elementos se mencionan el tribar, los dolos, los tetrápodos, hexápodos y cubos (Figuras 14.21 a 14.24).

Bolsas de concreto

Las bolsas de concreto o bolsacretos son grandes bolsas de geotextil que se rellenan de concreto, o mortero. Las bolsas se colocan en capas, en tal forma que las bolsas superiores van tomando la forma de los espacios sobre las inferiores y se conforma un conjunto de concreto entrelazado muy resistente. La fricción entre ellas puede ser hasta de 35º. Hay bolsas individuales de diversos pesos desde 3 a 27 toneladas. La mayoría de las bolsas utilizadas en obras marinas tienen dimensiones de 3 m de largo, 2 m de ancho y 1 m de altura.

14.5 PESO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES

Un factor determinante en la estabilidad de una obra marina es el peso de los elementos bien sean piedras o elementos de hormigón.

Para calcular el peso de los elementos se puede emplear alguna de las siguientes expresiones:

a. Fórmula general de Irribarren

$$P = \frac{0.43 H_d^3 \gamma_s}{(2.38\cos\alpha - sen\alpha)\left(\frac{\gamma_s - 1}{\gamma_w}\right)^3}$$

Donde:

P = Peso de los elementos en toneladas

H_d = Altura de la ola de diseño

s = Peso unitario de los elementos

w = Peso unitario del agua

α = Ángulo entre la horizontal y el talud en gradas.

b. Fórmula de Irribarrem modificada por Hudson

$$P = \frac{H_d \gamma_s}{Kd\left(\frac{\gamma_s - 1}{\gamma_w}\right)^3 \cot\alpha}$$

Donde:

Kd depende de la forma del elemento y de su ubicación con respecto a la ola (Tabla 14.4).

TABLA 14.4 Valores de kd (para diseño de elementos de Estructuras marinas).

Elemento	De Capas	Talud Cot	Colocación	Valor De Kd	
				Tronco	Morro
Roca redonda	2	1.5 a 3	Al Azar	1.2	1.2
Roca redonda	Más de 3	1.5 a 3	Al Azar	1.6	1.4
Roca angulosa	1	1.5 a 3	Al Azar	-	-
Roca angulosa	1	1.5	Al Azar	-	1.9
Roca angulosa	2	2.0	Al Azar	2.0	1.6
Roca angulosa	2	3.0	Al Azar	-	1.3
Roca angulosa	Más de 3	1.5 a 3	Al Azar	2.2	2.1
Roca angulosa	2	1.5 a 3			
Roca redonda	2	1.5 a 3	Especial	5.9	5.3
Tetraedros	2	1.5	Al Azar	-	5.0
Tetrápodos	2	2.0	Al Azar	7.0	4.5
Tetrápodos	2	3.0	Al Azar	-	3.5
Tribar	2	1.5	Al Azar	-	8.3
Tribar	2	2.0	Al Azar	9.0	7.8
Tribar	2	3.0	Al Azar	-	6.0
Tribar	1	1.5 a 3	Uniforme	12.0	7.5
Dolo	2	2.0	Al Azar	15.8	8.0
Cubo	2	1.5 a 3	Al Azar	6.5	-
Dolo	2	3.0	Al Azar	8.0	13.5

C. Fórmula del U.S. Army Corps of Engineers

El manual para protección marina del U. S. Army Corps of Engineers (1984) recomienda la siguiente expresión:

$$W = \frac{W_r H^3}{K_0 (S_r - 1)^3 \cot\theta}$$

Donde:

W = Peso en Newtons de cada piedra

W_r = Peso unitario de la piedra en Newton / m³

H = Altura de diseño de la ola

K_0 = Coeficiente de estabilidad

S_r = Gravedad específica de la piedra

W_w = Peso unitario del agua de mar

θ = Ángulo de pendiente de la estructura en grados.

Elevación y ancho de la corona

El rebase de la ola por encima de la corona solo se permite cuando no cause problemas de operación de embarcaciones al otro lado del rompeolas. La sobre altura depende del run - up generado por el oleaje. El ancho de la corona depende de las características constructivas del rompeolas, siendo en todos los casos lo suficientemente grande para permitir el paso de los equipos de construcción y mantenimiento.

Durabilidad de los materiales en las obras marinas

Los ambientes salinos deterioran más fácilmente los materiales y se requiere analizar la durabilidad de los materiales que se utilicen en las obras junto al mar.

Deben tenerse en cuenta entre otros los siguientes criterios:

- Los materiales metálicos se corroen con mucha facilidad por acción de la sal.
- Los materiales plásticos pueden ser susceptibles a daño por acción de los rayos UV del sol.
- El concreto puede ser disuelto por ciertos componentes químicos que pueden estar presentes en el agua del mar.

Estabilización mediante subdrenaje

Un sistema de estabilización de playas utilizando subdrenaje se ha reportado con éxito en los últimos años. El sistema consiste en construir un sistema de

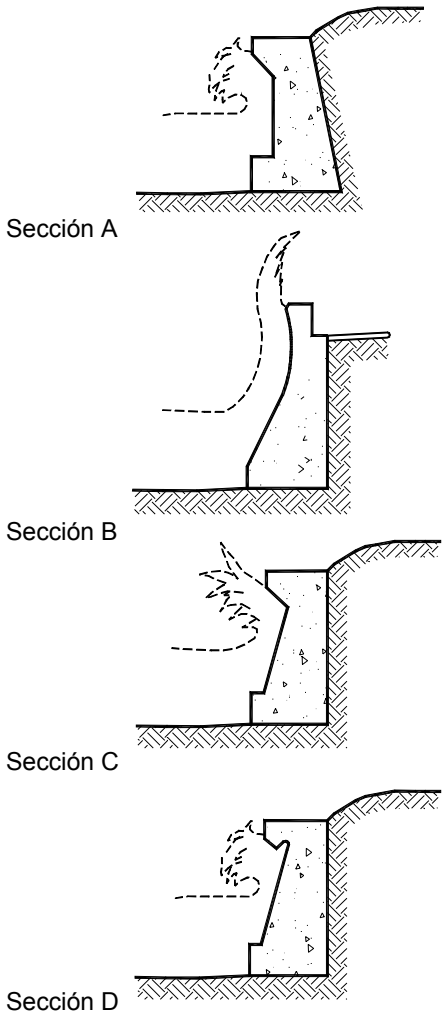


FIGURA 14.25 Muros junto al mar.

subdrenaje del agua subterránea de la playa mediante la construcción de subdrenes profundos paralelos a la playa y pozos de recolección y bombeo. En esta forma se eliminan las presiones de poro positivas y se producen presiones negativas, las cuales ayudan a que la arena se acumule en la playa. El agua bombeada es arrojada nuevamente al mar. El principal inconveniente de este sistema es el costo de electricidad para el bombeo permanente.

Sistemas de estabilización patentados

En el mercado se ofrecen una gran cantidad de sistemas de estabilización de playas, los cuales funcionan en forma similar a los espigones, o rompeolas pero que poseen una geometría, método de construcción o materiales especiales de propiedad de las firmas vendedoras de estos productos. La mayoría de estos sistemas son prefabricados de concreto o estructuras flexibles. La mayoría de ellas no han sido adecuadamente probadas o ensayadas, aunque los vendedores generalmente afirman su efectividad sin bases ciertas (U.S. Army Corps of Engineers , 1994).

El crecimiento de la industria de control de erosión ha sido muy grande en los últimos años y permanentemente aparaecen en el mercado nuevos productos. Estos materiales deben ensayarse en forma experimental antes de su utilización definitiva, especialmente en proyectos de gran magnitud.

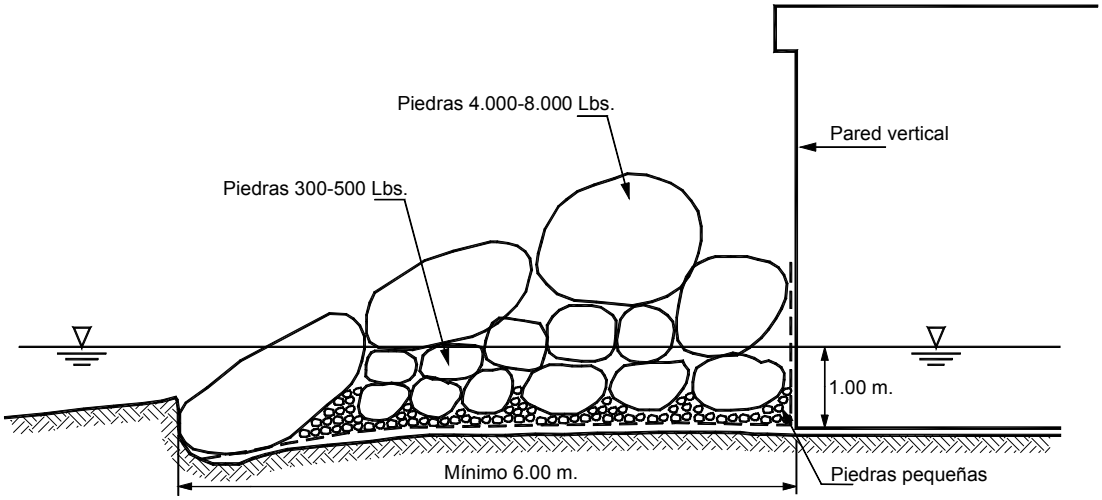


FIGURA 14.26 Enrocado para protección de los muros.

REFERENCIAS

Barret R. (1966) "Use of plastic filters in coastal structures". Proceedings of the X International Conference on Coastal Engineering Tokyo.

Carthage Mills (1980) "Filter hanbook". Cincinnati.

Crowell W.C. (1963) "Chechev board seawall saves beachs". Public Works - Detroit.

Dunham J., Barret R. (1974) "Woven Plastic Cloth Filters For Sttone Seawalls". ASCE Journal of the waterways Harbors and Coastal Engineering Division. Vol. 100 Nº 1.

Ferguson B. (2001) "Shoreline erosion and its potential control on thurmond lake". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp.41-48.

Frias A. Moreno G. (1988) "Ingeniería de Costas". LIMUSA - México.

Gaffney D. (2001) "Geotextile tubes used to combat beach erosion". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp.16

IECA (2001) "Filling in: Geocells for shoreline stabilization". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. Pp.14-15

IECA (2001) "Offshore breakwaters keep beach sands from shifting". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. p.13

Kaspersen J. (2001) "Beachfront reinforcement". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp. 35-40

Mc Connell Kirsty (1998) "Revetment systems against wave attack – a design manual". Thomas telford. London. P.162

Mitchell M. (2001) "Coastal erosion truths written in sand". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp31-34

Murria S.P. (2001) "Coastal shoreline protection for the naval air station – Key west landfill". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp1-12.

Northcutt G. (2001) "Hybrid structures turn hard armor green". IECA Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp.22-30

Portland Cement Association (1955) "Concrete Shore Protection". Skokie - Illinois.

Salim Pamukcu (2001) "Geotextiles in coastal structures". IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series. Vol. 16. pp. 18-21

Snell C.B:, Lajoie K. R.,Medley E. W. (2000) " Sea cliff erosion at Pacifica California caused by the 1997/98 El Niño Storms" Slope Stability 2000 ASCE Denver p. 294-308.

State Of California (1970) "Bank and shore protection in California". Highway Practice .

U.S. Army Corps of Engineers (1984) "Shore protection manual". Coastal Engineering Research Center.

U.S. Army Corps of Engineers (1994) "Coastal groins and nearshore breakwaters". Technical engineering and design guide No. 6 American Society of Civil Engineers. P. 87.

U.S. Department Of The Navy (1982) "Harbor and Coastal Facilities". NAVFAC -DM - 26.

Índice Temático

A

Abanicos aluviales 111
Abonos 286
Abrasión 230
Aceites vegetales 224
Acido húmico 286
Adoquines 217, 424, 426
Adoquines articulados 427
Afloramiento de agua 72
Agua calidad 398
Agua subterránea 80
Agua superficial 80
Alambres galvanizados 228
Alcantarillas 72, 158, 382
Alcantarillas entregas 384
Altitud 26
Amortiguación 392, 397
Anaramificados 110
Anclaje 211, 260, 460
Anomalías climáticas 18, 186
Arboles 255, 260, 270, 273, 278, 281, 282, 341
Arbustos 278
Arcillas 52, 95
Arcillas dispersivas 50
Areas de amortiguación 391
Asfalto 207, 230, 442, 445
Atados de paja 212, 493
Avalanchas 167, 172, 175, 181, 187, 190, 470

B

Bacterias 285
Bambú 279, 297, 308, 322, 464
Barras 104
Barreras de enrocado 373
Barreras de sedimentos 201, 214, 372, 377, 492, 494
Bermas 351, 352, 370
Bioingeniería 270, 291, 305, 344
Biomantos 303, 360, 446
Biotecnología 291, 347
Bloques con cables 217, 426
Bloques de concreto 217, 333, 406, 411, 415, 424
Bloques de roca 421
Bolsacreto 216, 429, 430
Box coulverts 157, 382, 386, 415
Braquiaria 276

C

Cabros 396
Cajones de ramas 309
Cal 446
Camellones 422
Canal 365
Canales 85, 357, 360, 362, 389
Canales diseño 464
Canalización de ríos 339
Cárcavas 67, 69, 318, 335, 374
Cárcavas anchas 70
Cárcavas control 73
Cárcavas mecanismos 72
Cárcavas revegetalización 317, 320
Cauces diseño 500
Caudal 22, 403
Caudales 28, 32, 111, 188, 498
Celulares 216, 328, 428, 458, 544
Cemento 447
Cespedones 296
Chunam 446
Ciclo hidrológico 16
Cloruro de calcio 224
Cloruro de sodio 224
Clusters tropicales 18
Cobertura vegetal 41
Colchonetas 214, 215, 235
Compost 286
Concentración de sedimentos 174
Concreto 429, 432
Concreto lanzado 434, 459
Conformación de taludes 300, 301, 350, 428
Contracción del cauce 138, 142
Control de erosión 162
Control de fondo 499
Control de socavación 160
Corrasión 42, 88
Corrientes de agua 86
Corrosión 230
Cortacorrientes 359, 360, 361, 388, 389, 390
Creciente 37
Creciente de diseño 29
Cresta de vertederos 509
Cuenca 26, 35, 185
Cuencas manejo 398
Curva hipsométrica 27

D

Deforestación 262, 379
Deltas 111
Deshielo 189
Deslizamientos 125, 129, 185, 187, 405, 407
Difracción 531
Dinámica fluvial 120
Dinámica y corrientes 130
Diques 336, 359
Diques sedimentadores 373
Diseño de obras 347
Disipadores 365, 383
Disolución 42
Dispersividad 51, 54
Dolos 219, 543
Drenaje 27
Drenajes superficial 356
Dunas 98
Durabilidad geotextiles 199

E

Ecuación universal de erosión 38
El niño 18
Emulsiones asfálticas 223, 326
Emulsiones de acrílico 224
Enramados 309, 311, 312, 315, 345, 346
Enramados especificaciones 310
Enrocado 220, 343, 407, 412, 415, 417, 475, 483
Enrocado diseño 413
Enrocado especificaciones 221
Enrocados 545, 547
Enrocados normas 222
Enzarzado 315, 317
Erosión 15
Erosión antrópica 36, 120, 128
Erosión cárcavas 58, 66, 71, 73
Erosión control 82
Erosión curvas 127
Erosión diferencial 25
Erosión diseño 82
Erosión en canal 54
Erosión en carreteras 377, 380
Erosión en corrientes 130
Erosión en curvas 404
Erosión en masa 58, 78, 167
Erosión en obra civiles 374
Erosión en presas 522
Erosión en redes eléctricas 379
Erosión en taludes 349
Erosión en zonas tropicales 374
Erosión ensayos 45
Erosión fuerzas 43
Erosión hidráulica 94
Erosión interna 75
Erosión laminar 57, 62
Erosión lateral 118, 124, 126
Erosión lluvia 57, 60
Erosión marina 526, 528
Erosión mecanismos 42, 43, 45
Erosión planeación y diseño 78
Erosión pluvial 38
Erosión por el viento 528, 126, 57
Erosión ríos 85
Erosión rural 396
Erosión surcos 58, 62, 65
Erosionabilidad 40, 48, 49, 52, 119
Erosionabilidad ensayos 53
Erosionabilidad índice 39
Escorrentía 22, 37, 68, 79, 355, 356
Escorrentía coeficiente 33, 357
Especies vegetales 269, 272, 274
Especificaciones mantos 209
Espigones 157, 341, 342, 463, 466, 478, 482
Espigones 527, 531, 533, 534, 538
Espigones de concreto 538
Espigones diseño 469, 472
Espigones forma 468
Espigones marinos 533
Espigones marinos diseño 539
Espigones separación 472, 475
Estabilización métodos 80
Estacas 293, 294, 295, 322, 329, 330, 331, 335, 371, 495, 497
Esterillas 204, 205, 209, 325, 326, 380, 409, 428, 444
Esterillas especificaciones 325
Esterillas rellenos 445
Estructura geológica 352
Estructuras de disipación 369
Estructuras laterales 466
Estructuras retardadoras 485
Etapas de un río 87
Eucalipto 281
Evapotranspiración 254
Excelsior 208

F

Factores topográficos 39
Fajinas 212, 306, 342, 371, 372
Fajinas drenaje 308
Fajinas espaciamiento 307
Fajinas especificaciones 307
Fatómetros 139
Fauna acuática 347
Fertilizantes 287
Fibra de coco 208, 213, 346, 488

Fibras orgánicas 372
Fibras pegadas 207
Filtros 198, 407, 419, 424, 427
Filtros de geotextil 417
Filtros de geotextil criterios 416
Filtros especificaciones 219
Filtros granulares 219, 416
Filtros muros 453
Fique 208, 324, 446
Fluido Bingham 170
Fluido dilatante 171
Fluido Newtoniano 170
Flujo 403
Flujo crítico 89
Flujo de detritos 179
Flujo en ríos 481
Flujo laminar 89
Flujo rasante 366
Flujo saltante 366
Flujo tipos 91
Flujo uniforme 89
Flujo variado 89
Flujos de lodo 174
Flujos hiperconcentrados 177
Follaje 264
Fondo de corrientes 97, 98, 495
Fórmula racional 33, 356
Fricción 98, 182
Fricción hidráulica 43
Fuerza tractiva 44, 46,264, 405, 410, 445, 446
Fuerza tractiva criterios 46
Fuerza tractiva ecuaciones 44

G

Galvanizado 228, 230
Ganadería 396
Ganchos 210
Gaviones 227, 385, 387, 476, 506, 510, 522
Gaviones cilíndricos 236, 441
Gaviones colchonetas 249, 332, 415, 439
Gaviones construcción 237
Gaviones contrafuertes 245
Gaviones diseño 246
Gaviones especificaciones 241, 242
Gaviones espigones 477
Gaviones muros 243, 332, 453, 487
Gaviones peso unitario 239
Gaviones plásticos 234, 239
Gaviones revestimientos 247
Gaviones tirantes 240
Geoceldas 216
Geocompuestos 204
Geogrillas 201
Geología 119, 28, 48, 86, 352
Geomallas 201, 202, 333, 455
Geomembranas 194, 195
Geomoldes 214, 436
Geomorfología 102, 344
Geosintéticos 194
Geotextil 429, 436
Geotextiles no tejidos 196, 198
Geotextiles normas 199
Geotextiles resistencia 200
Geotextiles subdrenaje 200
Geotextiles tejidos 197, 198
Geotubos 214, 437, 527, 545
Gordura 276
Gotas de lluvia 60
Gradería 365
Granulometría 435
Guadua 279

H

HEC-HMS 35
Hexápodos 219, 479, 480
Hidráulica 28, 86, 344, 362, 365, 492, 509
Hidráulica de ríos 89
Hidrograma 30, 31, 37
Hidrograma sintético 31
Hidrograma unitario 31, 32, 34, 37
Hidrología 16, 28, 86, 254, 344
Hidrosiembra 292, 303
Hidrosiembra especificaciones 292
Hierbas 273, 278, 307, 343
Huaicos 18
Huracanes 18

I

Infiltración 24
Inundaciones 28, 492

K

Kikuyo 276

L

La niña 18
Lagos 259, 343
Lignosulfonatos 225
Litología 353

LL

Lluvia 16, 20, 21, 23, 24, 256, 185, 187

M

Mallas 327
Mallas de alambre 373
Mallas metálica 231, 487
Manning 90, 111, 170, 174, 403
Mantos 210
Mantos orgánicos 208, 209
Mantos sintéticos 204, 209, 326
Mareas 526, 528, 530
Mataratón 279
Materiales 193, 435
Matorral 306
Matrices cementadas 223
Matriz de hilos 206
Meándrico 101, 104, 108, 109, 112, 116
Meandros 93, 103, 113, 128, 144
Meandros dinámica 117
Meandros extensión 116
Meandros migración 114
Membranas asfálticas 443
Meteorización 352
Método Grab 199
Miniespigones 485
Morfología 85
Morfología fluvial 98, 119
Mulching 222, 323, 443
Mulching hidráulico 223
Muro llantas usadas 457
Muros concreto 447
Muros criba 329, 336, 452
Muros de concreto 533, 547
Muros de piedra 332
Muros en gaviones 235
Muros pantalla 456

N

Nails 302, 458
Nivel freático 354
Normas geomallas 202
Normas mantos 205
Número de Froude 89
Número de Reynolds 89
Nutrientes 285
Nylon 194

O

Obras civiles control de erosión 375
Olas 127, 405, 406, 411, 525, 529, 531, 536
Oleaje 525
Oleoductos 388, 390

P

Pangola 277
Pantallas 459
Pantallas deflectoras 367
Pantanos 391, 393
Pasto elefante 278

Pastos 255, 257, 258, 273, 274, 276, 277, 278, 318, 397
Pedraplenes 451
Pegantes 223
Pendientes de taludes 351, 355
Período de retorno 28, 30, 34, 137
Permeabilidad 24, 185
Piedemonte 110
Pilotes 465, 483, 485, 537
Pinhole 53
Plantas nativas 293
Poliéster 194
Polietileno 194
Polímeros 208
Polipropileno 194
Polvo fugitivo 224
Polvo urbano 391
Postes 293
Pozo de aquietamiento 511
Prácticas agrícolas 41
Precipitación 17, 20, 21
Prefabricados 217
Presas filtrantes 494
Presas retardadoras 493, 494
Profundización de cauce 123, 402
Puentes 121, 151, 152, 415, 465
Puentes diseño 163
Puntero 277
Puntos de piedra 493
PVC 231

R

Raíces 265
Raíces crecimiento 269
Raíces profundidad 267
Raíces refuerzo 258
Raíces resistencia 266, 268
Ramas 294, 295, 306, 309, 313, 314, 316, 317, 330, 332, 335, 336, 338, 343
Rápidas escalonadas 367
Rápidos 98, 102, 495
Recubrimientos espesores 441
Reflección 532
Refracción 531
Relleno sanitario 194, 393
Represas 122
Resalto 513
Revegetalización de orillas 334
Revestimiento de orillas 457
Revestimiento diseño 408
Revestimiento espesor 410
Revestimiento suelo 446
Revestimientos 401, 404, 432, 531, 542
Revestimientos asfalto 442
Revestimientos diseño 409
Revestimientos espesor 425
Riberas de ríos 392
Riesgo 353
Rip-Rap 220, 329, 412, 420
Rollos de paja 212
Rompeolas 529, 534, 539, 540
Rompeolas diseño 541
Rugosidad 48, 90, 92, 171, 183, 257, 258, 362, 365, 403

S

Sedimentación 176, 526, 532
Sedimentos 95, 98, 184
Sedimentos control 375
Sedimentos origen 97
Sedimentos transporte 96
Semillas 291, 303, 323, 360
Semirrectos 101, 106
Sinuosidad 104
Sinuosos 107
Sísmica 189
Socavación 135, 408, 483
Socavación cálculo 146, 152, 484
Socavación curvas 144
Socavación espigones 157
Socavación estribos 149, 150
Socavación general 140
Socavación instrumentación 139
Socavación muros 156
Socavación permanente 137
Socavación pilas 155

Socavación pilas de puentes 151
Socavación puentes 136, 145, 160
Socavación vertederos 158
Software 34, 140
Suelo orgánico 296
Suelos 271, 272
Suelos residuales 50, 168
Surcos mecanismos de erosión 63

T

Tablestacas 536
Taludes 364
Tanque amortiguadores 514
Tectónica 119
Terramesh 251
Terraplenes 354
Tetraedros 219
Tetrápodos 217, 544
Thalweg 104, 109, 124, 141
Tiempo de concentración 28, 37
Tierra reforzada 250, 454, 456
Tormentas 20
Torrentera 365
Torrentes 110, 466
Toskanos 219
Transporte de sedimentos 64
Trenzado 101, 104, 107, 143
Tribar 543
Trinchos 316, 336, 361, 370, 371, 495, 496
Turbulencia 68, 70, 89, 263, 412, 526

U

Uso de la tierra 28, 79

V

Vegetación 91, 253, 259, 344, 369, 376
Vegetación altas pendientes 302
Vegetación erosión 264
Vegetación goteo 256
Vegetación hidráulica 257
Vegetación hidrología 254
Vegetación mantenimiento 298
Vegetación nativa 271
Vegetación siembra 299
Vegetación zonas secas 304
Vegetación zonas tropicales 303
Velocidad admisible 446
Velocidad de erosión 49, 148, 249, 264,
Velocidades 91, 92, 93, 171, 173, 412, 469, 481
Velocidades de erosión 47, 339, 409, 441, 445
Velocidades máximas permisibles 337, 369
Vertederos 158, 415, 499
Vertederos diseño 507
Vertederos en gradería 502, 504, 521
Vertederos inclinados 503
Vertederos sumergidos 501
Vertederos verticales 501
Vetiver 274
Vientos 19, 58

Y

Yeso 223
Yute 208, 446

Z

Zeolita 287

Este libro se terminó de imprimir
el més de noviembre del año 2001 en la
División Editorial y de Publicaciones de la
Universidad Industrial de Santander